



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE MANGLARALTO, TRAMO
COMPRENDIDO ENTRE LA CALLE QUIMAG Y LA CALLE TEODORO
GÓMEZ DE LA TORRE, PARROQUIA LA ARGELIA, CANTÓN QUITO,
PROVINCIA DE PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Jeampier Alexander Cujano Arévalo
Edwin Alexander Rosero Fernández

TUTORA: Rocío Nathaly Bermeo Hidalgo

Quito - Ecuador

2026

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Jeampier Alexander Cujano Arévalo con documento de identificación N° 1600717993 y Edwin Alexander Rosero Fernández con documento de identificación N° 1004670343; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 4 de febrero del 2026

Atentamente,



Jeampier Alexander Cujano Arévalo
1600717993



Edwin Alexander Rosero Fernández
1004670343

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Jeampier Alexander Cujano Arévalo con documento de identificación N° 1600717993 y Edwin Alexander Rosero Fernández con documento de identificación N° 1004670343 expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Propuesta de mejoramiento de la calle Manglaralto, tramo comprendido entre la calle Quimag y la calle Teodoro Gómez de la Torre, parroquia la Argelia, cantón Quito, provincia de Pichincha” el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 4 de febrero del 2026

Atentamente,



Jeampier Alexander Cujano Arévalo
1600717993



Edwin Alexander Rosero Fernández
1004670343

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Rocío Nathaly Bermeo Hidalgo con documento de identificación N° 2101129977, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE MANGLARALTO, TRAMO COMPRENDIDO ENTRE LA CALLE QUIMAG Y LA CALLE TEODORO GÓMEZ DE LA TORRE, PARROQUIA LA ARGELIA, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Jeampier Alexander Cujano Arévalo con documento de identificación N° 1600717993 y Edwin Alexander Rosero Fernández con documento de identificación N° 1004670343, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 4 de febrero del 2026

Atentamente,



Ing. Rocío Nathaly Bermeo Hidalgo, MSc.

2101129977

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de titulación primeramente a Dios quien me ha guiado por el camino correcto y me ha brindado salud, sabiduría y fortaleza en cada uno de los pasos que he dado, porque cuando me encontraba en los días más difíciles siempre me refugiaba en él quien me brindaba la esperanza de salir adelante.

A mis padres, María Lucy Arevalo Mullo y Carlos Francisco Cujano Toapanta, por estar siempre a mi lado brindándome su apoyo moral y económico incondicionalmente, pese a tantas adversidades que he tenido en el transcurso de mi vida. Gracias, porque me han enseñado siempre a seguir adelante y me han guiado siempre por el camino del bien, inculcándome principios y valores para ser cada vez una mejor persona. Les debo todo a ustedes, porque sin su apoyo nada de esto sería posible.

A mi hermano menor Cristoffer Cujano, por formar parte importante de este proceso, acompañándome a lo largo de esta etapa con su apoyo moral y su presencia constante en los diferentes momentos que marcaron mi vida universitaria

A mi tía Rosa Arévalo, por brindarme durante estos años de formación universitaria un hogar y su ayuda fue fundamental para alcanzar esta meta, y este logro también le pertenece como muestra de mi profunda gratitud y aprecio.

Jeampier Alexander Cujano Arevalo

DEDICATORIA

A Dios, en primer lugar, porque este logro no habría sido posible sin su guía en mi camino.

A mi compañero de tesis, de quien me siento profundamente orgulloso, ya que compartimos juntos desde el primer día de clases. Es un honor poder decir que fue mi compañero de aula y también mi compañero en este proyecto de titulación.

Dedico también este trabajo a mis compañeros de clases: Anthony, Andy, Anderson, Alan, José, Emilio, Oscar, Josué, y al grupo ASCE, que contribuyó a formar mi carácter y ayudó a convertirme en la persona que soy hoy.

Lo dedico igualmente a todas las personas que me apoyaron a lo largo de mi carrera universitaria, y finalmente, me lo dedico a mí mismo, porque los sueños sí se cumplen, al final solo seremos historia.

Edwin Alexander Rosero Fernández

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme salud, fortaleza y sabiduría en este momento de mi vida, guiando cada uno de mis pasos durante el proceso de mi formación académica.

A mis padres y a mi familia, quienes han sido el pilar fundamental durante todo este tiempo, por su apoyo constante, sus consejos y su paciencia.

A mi tía Rosa Arévalo, por abrirme las puertas de su hogar, dándome su ayuda y las cosas necesarias para seguir con mis estudios.

A mi hermano por su apoyo moral y por acompañarme en los momentos de alegría y también en los desafíos que surgieron durante mi vida.

A mi mejor amigo Steven, por ese apoyo constante durante todo el proceso, por impulsarme a seguir siempre adelante y por recordarme siempre que el trabajo duro siempre vale la pena.

A la Ingeniera Rocío Bermeo quien se desempeñó como nuestra tutora durante este proyecto. Gracias a su conocimiento, dedicación y tiempo, durante la elaboración de este proyecto.

Finalmente, quiero mostrar mi agradecimiento más honesto a mi compañero de tesis Edwin Rosero, por ese compromiso, entrega y duro trabajo durante todo este proyecto.

Jeampier Alexander Cujano Arevalo

AGRADECIMIENTO

A Dios, que ha sido mi guía constante, fuente de fortaleza y luz en cada paso de este camino.

A mis padres, pilares fundamentales a lo largo de mi vida y de mi carrera universitaria, cuyo amor, apoyo y ejemplo han sido la base de mis logros.

A mi hermano, compañero en una parte de esta etapa universitaria, con quien compartí experiencias y aprendizajes que marcaron mi formación.

A mis abuelitos, quienes con su cariño y respaldo me alentaron en mis estudios, demostrando que su apoyo es invaluable.

Agradecerles no es suficiente por todo lo que han hecho por mí. Este trabajo y cada esfuerzo reflejado en él está dedicado a ustedes, mi querida familia Rosero Fernández.

Edwin Alexander Rosero Fernández

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Problema de estudio.....	2
1.2.1. Antecedentes	2
1.2.2. Importancia y Alcance	4
1.2.3. Delimitación.....	4
1.3. Justificación	5
1.4. Objetivos.....	6
1.4.1. Objetivo General.....	6
1.4.2. Objetivos Específicos.....	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1. Diseño Geométrico	8
2.2. Diseño estructural	8
2.3. Topografía.....	8
2.4. Análisis de tráfico	9
2.5. Características físicas del suelo	9
2.6. Características mecánicas del suelo	9
2.7. Pendiente del terreno.....	10
2.8. Anchos de calzada.....	10
CAPÍTULO III.....	11
METODOLOGÍA.....	11
3.1. Tipo de investigación.....	11
3.2. Método	11

3.3.	Técnicas de recolección de información.....	12
3.4.	Proceso técnico de Ingeniería Civil	12
3.4.1.	Diseño geométrico	12
3.4.2.	Diseño estructural	12
3.4.3.	Levantamiento topográfico	13
3.4.4.	Sistema de drenaje	13
CAPÍTULO IV		15
ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS		15
4.1.	Alcance	15
4.2.	Sistema de coordenadas	15
4.3.	Levantamiento Topográfico.....	16
4.3.1.	Equipos utilizados en el levantamiento topográfico	16
CAPÍTULO V.....		17
ESTUDIO DE TRÁFICO.....		17
5.1.	Método de conteo.....	17
5.2.	Determinación del TPDA	18
5.2.1.	Trafico promedio diario horario (TPDH)	18
5.2.2.	Tráfico promedio diario semanal (TPDS).....	21
5.2.3.	Tráfico promedio diario mensual (TPDM)	21
5.2.4.	Tráfico promedio diario anual (TPDA)	22
5.2.1.	Tráfico de diseño.....	25
5.3.	Clasificación de la vía.....	28
5.4.	Ejes equivalentes.....	29
CAPÍTULO VI.....		32
EVALUACIÓN DEL DISEÑO GEOMÉTRICO		32
6.1.	Velocidad de diseño.....	32
6.2.	Velocidad de circulación.....	34

6.3.	Análisis del diseño horizontal.....	34
6.3.1.	Verificación de la longitud de las curvas horizontales	35
6.3.2.	Verificación del radio de las curvas circulares	37
6.3.3.	Verificación de las tangentes en las curvas.....	39
6.4.	Análisis del diseño vertical	40
6.4.1.	Verificación de las curvas verticales.....	42
CAPÍTULO VII		44
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VÍA.....		44
7.1.	Exploración y muestreo	44
7.2.	Estudio de la subrasante.....	44
7.3.	Estudios de laboratorio	45
7.3.1.	Tipos de ensayos.....	45
7.4.	Contenido de humedad	46
7.5.	Granulometría	48
7.6.	Límites de Atterberg	50
7.6.1.	Límite líquido.....	50
7.6.2.	Límite plástico	54
7.6.3.	Índice de plasticidad.....	56
7.7.	Clasificación de suelos.....	57
7.7.1.	Método de clasificación SUCS	57
7.7.2.	Método clasificación AASHTO.....	58
7.8.	Obtención del Californian Bearing Ratio (CBR).....	59
7.9.	Diseño del pavimento	76
7.9.1.	Método de diseño.....	76
7.9.2.	Tipo de pavimento	76
7.9.3.	Coeficiente de drenaje.....	77
7.9.4.	Índice de serviciabilidad	79

7.9.5.	Confiabilidad y desviación normal estándar.....	80
7.9.6.	Desviación estándar (So)	81
7.9.7.	Módulo resiliente de la subrasante.....	82
7.9.8.	Módulo resiliente y coeficiente estructural (a3) para Sub-Base.....	82
7.9.9.	Módulo resiliente y coeficiente estructural (a2) para la Base.....	83
7.9.10.	Módulo resiliente y coeficiente estructural (a1) para carpeta asfáltica.....	84
7.9.11.	Cálculo del número estructural	87
7.9.12.	Cálculo de los espesores para cada capa de la estructural del pavimento	91
7.9.13.	Verificación y resumen del diseño estructural del pavimento	94
CAPÍTULO VIII.....		96
DRENAJE VIAL.....		96
8.1.	Drenaje superficial	96
8.2.	Estado actual del drenaje existente	97
8.3.	Selección de obra hidráulica	99
8.3.1.	Parámetros de evaluación	99
8.4.	Diseño de la obra hidráulica correspondiente	100
8.4.1.	Parámetros de diseño	100
8.4.2.	Dimensiones.....	105
8.4.3.	Alcantarillas	106
CAPÍTULO IX.....		107
SEÑALIZACIÓN.....		107
9.1.	Señalización vertical	107
9.1.1.	Clasificación de las señales verticales	107
9.1.2.	Características de las señales verticales	108
9.2.	Señalización horizontal	110
9.2.1.	Clasificación de las señales horizontales	110
9.2.2.	Características de las señales horizontales.....	111

CONCLUSIONES.....	112
RECOMENDACIONES.....	114
BIBLIOGRAFÍA.....	115
ANEXOS.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas geográficas del proyecto.	5
Tabla 2 Conteo Vehicular manual.	17
Tabla 3 Factor horario.	19
Tabla 4 Cálculo TPDH.	20
Tabla 5 Factor semanal.	21
Tabla 6 Factor mensual.	23
Tabla 7 Cálculo TPDA.	24
Tabla 8 Crecimiento del parque automotor.	25
Tabla 9 Tasa de crecimiento vehicular.	26
Tabla 10 Cálculo TPDA futuro.	26
Tabla 11 Cálculo del tráfico de diseño.	27
Tabla 12 Clasificación de la vía en función del TPDA proyectado.	28
Tabla 13 Clasificación del tipo de vía en base a su función y su relación con el TPDA.	28
Tabla 14 Factores de equivalencia de carga.	30
Tabla 15 Número de Repeticiones de Carga Equivalente del año base.	30
Tabla 16 Factores de distribución de tráfico por carril.	31
Tabla 17 Número de ejes equivalentes para 15 años.	31
Tabla 18 Velocidad de diseño.	33
Tabla 19 Velocidad de circulación.	34
Tabla 20 Valores de la gradiente longitudinal.	36
Tabla 21 Resumen de las curvas horizontales.	37
Tabla 22 Radio mínimo recomendado.	38
Tabla 23 Verificación de las curvas horizontales.	38
Tabla 24 Verificación de las tangentes.	40
Tabla 25 Valores máximos para las gradientes verticales.	42
Tabla 26 Resumen de las curvas verticales.	43
Tabla 27 Contenido de humedad.	47
Tabla 28 Contenido de humedad promedio.	47
Tabla 29 Granulometría muestra 1.	48
Tabla 30 Granulometría muestra 2.	49
Tabla 31 Granulometría muestra 3.	49

Tabla 32 Granulometría muestra 4.....	49
Tabla 33 Granulometría muestra 5.....	50
Tabla 34 Límite líquido muestra 1.....	51
Tabla 35 Límite líquido muestra 2.....	51
Tabla 36 Límite líquido muestra 3.....	52
Tabla 37 Límite líquido muestra 4.....	53
Tabla 38 Límite líquido calicata 5.	53
Tabla 39 Límite plástico.	55
Tabla 40 Límite plástico promedio.	55
Tabla 41 Índice de plasticidad.	56
Tabla 42 Resultados de la Clasificación SUCS.	57
Tabla 43 Resultados de la Clasificación método AASHTO.	58
Tabla 44 Ensayo de compactación Proctor muestra 1.	60
Tabla 45 Ensayo de compactación Proctor muestra 2.	62
Tabla 46 Ensayo de compactación Proctor muestra 3.	64
Tabla 47 Ensayo de compactación Proctor muestra 4.	66
Tabla 48 Ensayo de compactación Proctor muestra 5.	68
Tabla 49 Valores corregidos de CBR muestra 1.....	71
Tabla 50 Valores corregidos de CBR muestra 2.....	71
Tabla 51 Valores corregidos de CBR muestra 3.....	72
Tabla 52 Valores corregidos de CBR muestra 4.....	72
Tabla 53 Valores corregidos de CBR muestra 5.....	73
Tabla 54 Resumen del CBR de cada muestra.	74
Tabla 55 Percentil para CBR de diseño según su ESAL'S.....	74
Tabla 56 Resumen CBR de diseño con percentil de 75 según su ESAL'S.	75
Tabla 57 Clasificación de suelos CBR.....	75
Tabla 58 Porcentaje de saturación.	77
Tabla 59 Tiempo de eliminación del agua.	78
Tabla 60 Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles.....	79
Tabla 61 Valores del nivel de confiabilidad (R).	80
Tabla 62 Valores de desviación normal estándar Zr.....	81
Tabla 63 Valores de IMDP para tráfico pesado.....	85
Tabla 64 Características técnicas de la carpeta asfáltica.....	86

Tabla 65 Número estructural total requerido (año 2040).....	89
Tabla 66 Número estructural para la capa asfáltica.	89
Tabla 67 Número estructural para la Base.	90
Tabla 68 Número estructural para la Sub-Base.	90
Tabla 69 Espesores mínimos para las capas del pavimento.....	91
Tabla 70 Número estructural de diseño.	94
Tabla 71 Datos estación pluviográfica Izobamba.	102
Tabla 72 Ecuaciones para el cálculo de intensidades de IZOBAMBA.	103
Tabla 74 Coeficiente de escorrentía según el tipo de superficie de vía.	104
Tabla 75 Clasificación de las señales verticales.	107
Tabla 76 Características de las señales verticales: Forma.	108
Tabla 77 Características de las señales verticales: Color.....	109
Tabla 78 Clasificación de las señales horizontales.	110
Tabla 79 Características de las señales horizontales.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Localización específica de la vía.....	5
Figura 2 Formulas simplificadas para el cálculo del factor de equivalencia.	29
Figura 3 Curva horizontal.	35
Figura 4 Perfil longitudinal tramo 7.	41
Figura 5 Límite líquido muestra 1.	51
Figura 6 Límite líquido muestra 2.	52
Figura 7 Límite líquido muestra 3.	52
Figura 8 Límite líquido calicata 4.....	53
Figura 9 Límite líquido calicata 5.....	54
Figura 10 Contenido de humedad vs densidad seca muestra 1.....	61
Figura 11 Contenido de humedad vs densidad seca muestra 2.....	63
Figura 12 Contenido de humedad vs densidad seca muestra 3.....	65
Figura 13 Contenido de humedad vs densidad seca muestra 4.....	67
Figura 14 Contenido de humedad vs densidad seca muestra 5.....	69
Figura 15 Abaco para determinar del coeficiente a_3 y el módulo de resiliente.....	83
Figura 16 Abaco para determinar del coeficiente a_2 y el módulo de resiliente.....	84
Figura 17 Abaco para determinar del coeficiente a_1 y el módulo de resiliente.....	87
Figura 18 Resultados de los espesores de las capas del pavimento.....	95
Figura 19 Pendiente longitudinal abscisas 0+840 hasta 0+970.	96
Figura 20 Pendiente longitudinal abscisas 0+600 hasta 0+840.	97
Figura 21 Estado actual de la vía en la abscisa 0+840.....	98
Figura 22 Estado actual de la vía en la abscisa 0+630.....	98
Figura 23 Esquema sumidero.	106

RESUMEN

El presente trabajo de titulación realiza el diseño geométrico y estructural para el mejoramiento de la calle Manglaralto, en el tramo comprendido entre la calle Quimag y la calle Teodoro Gómez de la Torre, ubicada en la parroquia La Argelia, cantón Quito, provincia de Pichincha. El tramo de estudio tiene una longitud aproximada de 2,22 km, y representa una importante vía urbana para la comunicación entre zonas de residencia y centros de comercio, funcionando como corredor alternativo a la avenida Pedro Vicente Maldonado. El alcance del proyecto es diseñar geométrica y estructuralmente la carretera con el fin de mejorar las condiciones de transitabilidad, seguridad y durabilidad de la vía. Para ello se realizó un levantamiento topográfico utilizando estación total y GPS, un estudio de tráfico mediante conteos vehiculares manuales y caracterización geotécnica de la subrasante con ensayos de laboratorio.

El análisis de tráfico permitió determinar un Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) de diseño de 1556 vehículos, lo que clasifica a la vía como tipo de carretera Tipo II con función colectora según la norma de Diseño Geométrico (MOP, 2003). También se calculó un total de 893551 ejes equivalentes (ESALs) para un periodo de diseño de 15 años. Se utilizó un perfil topográfico ondulado y valores de diseño de 90 km/h para el diseño geométrico y la comprobación de los elementos de alineación horizontal y vertical. El diseño estructural del pavimento se efectuó utilizando el método AASHTO 1993, realizando el cálculo del espesor de cada capa estructural. Además, se propuso un sistema de drenaje superficial con sumideros, para la evacuación eficiente del agua de lluvia. Finalmente, la propuesta de mejoramiento permite garantizar una vía funcional, segura y sostenible, contribuyendo a la mejora de la movilidad urbana y al desarrollo social y económico de la parroquia La Argelia.

Palabras clave: velocidad de diseño, pavimento, estudio de tráfico, drenaje superficial, perfil topográfico.

ABSTRACT

This degree project presents the geometric and structural design for the improvement of Calle Manglaralto, in the section between Calle Quimag and Calle Teodoro Gómez de la Torre, located in the parish of La Argelia, canton of Quito, province of Pichincha. The study section has an approximate length of 2.22 km, and represents an important urban road for communication between residential areas and commercial centers, functioning as an alternate corridor to Pedro Vicente Maldonado Avenue. The scope of the project is to geometrically and structurally design the road in order to improve the road's traffic, safety and durability conditions. To this end, a topographic survey was carried out using a total station and GPS, a traffic study using manual vehicle counts and geotechnical characterization of the subgrade with laboratory tests.

The traffic analysis made it possible to determine an Annual Average Daily Traffic (AADT) design of 1556 vehicles, which classifies the road as a Type II road with a collector function according to the Geometric Design standard (MOP, 2003). A total of 893,551 equivalent single axle loads (ESALs) were also calculated for a design period of 15 years. A wavy topographic profile and design values of 90 km/h were used for the geometric design and verification of the horizontal and vertical alignment elements. The structural design of the pavement was carried out using the AASHTO 1993 method, calculating the thickness of each structural layer. In addition, a surface drainage system with drains was proposed for the efficient evacuation of rainwater. Finally, the improvement proposal makes it possible to guarantee a functional, safe and sustainable road, contributing to the improvement of urban mobility and the social and economic development of the La Argelia parish.

Keywords: design speed, pavement, traffic study, surface drainage, topographic profile.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Introducción

La infraestructura vial constituye un pilar fundamental para el desarrollo social y económico en las zonas rurales del país. Contar con vías en buen estado garantiza la movilidad de las personas y mercancías de manera segura y eficiente, lo cual mejora la calidad de vida de los habitantes que hacen uso de la vía. En este contexto, la Vía Manglaralto, ubicada en la parroquia La Argelia, perteneciente al cantón Quito, representa un eje vial de gran importancia para la conectividad entre los sectores residenciales y comerciales de la zona.

Sin embargo, varios tramos de la vía presentan un evidente deterioro funcional en la capa de rodadura. El pavimento ha sufrido daños progresivos a lo largo del tiempo debido al tránsito constante y a la falta de mantenimiento adecuado, presentando fallas como grietas, baches y pérdida de material superficial. Además, en épocas de invierno, la escorrentía superficial agrava la situación provocando la acumulación de agua y deterioro progresivo del pavimento debido a la falta de sistemas de drenaje y alcantarillado, lo que dificulta la movilidad de los usuarios.

Frente a esta problemática, el presente trabajo de titulación tiene como finalidad proponer el mejoramiento de la Vía Manglaralto en un tramo de 2.22 km de longitud, con el objetivo de optimizar las condiciones de transitabilidad, seguridad y durabilidad del pavimento. Para ello, se realizaron levantamientos topográficos, análisis de tráfico vehicular para estimar la demanda actual y futura, además la caracterización geotécnica de la subrasante con el fin de obtener la configuración adecuada de espesores y tipos de materiales del pavimento.

El diseño se desarrollará siguiendo lo indicado en la Norma de Diseño Geométrico MOP – 2003 y normas internacionales como la AASHTO, garantizando que la propuesta de mejoramiento sea funcional, segura y sostenible. De esta manera, el proyecto podrá servir como

una guía para planes futuros viales, además con la mejora de esta vía se podrá reducir la carga vehicular en horas pico de la Avenida Pedro Vicente Maldonado, lo cual mejorará la movilidad urbana de los habitantes de La Argelia y sus alrededores

1.2. Problema de estudio

La Vía Manglaralto, ubicada en la parroquia La Argelia del cantón Quito, constituye un eje vial de gran relevancia para la conectividad entre los sectores residenciales y comerciales de la zona. El pavimento presenta un evidente deterioro como grietas, baches y pérdida de material superficial que comprometen seriamente la movilidad y seguridad de los habitantes del sector. Este tramo tiene una longitud aproximada de 2.22 km, comprendido entre las coordenadas UTM Este: 774399.00 – Norte: 9969093.00 y Este: 775356.00– Norte: 9970930.00.

Actualmente, la falta de sistemas de drenaje y alcantarillado a lo largo de la vía ha ocasionado constantes daños en la estructura del pavimento. En épocas de invierno, la escorrentía superficial agrava la situación, generando la formación de baches en los tramos de vía sin pavimentar, lo que dificulta la movilidad y afecta la seguridad de los usuarios.

Además, la falta de mantenimiento continuo ha afectado las condiciones funcionales de la vía. Para mejorar su funcionamiento, se plantea la elaboración de un estudio técnico detallado que permita analizar el trazado existente, las características del terreno y la selección del tipo de pavimento más adecuado. De esta manera, se busca garantizar que la propuesta de mejoramiento cumpla con las normas técnicas vigentes y asegure condiciones de seguridad.

1.2.1. Antecedentes

En Ecuador, la infraestructura vial juega un papel importante en el desarrollo económico y social en las zonas urbanas, donde el acceso a servicios y mercados depende del estado de las vías. La falta de buena conectividad y el desarrollo limitado de la producción

están vinculados a costos de transporte y servicios, lo que impacta negativamente la vida de los habitantes.

La parroquia La Argelia, ubicada en el cantón Quito, provincia de Pichincha, presenta un entorno urbano con una creciente actividad residencial, comercial y de servicios que demanda vías en condiciones adecuadas para garantizar una movilidad segura y eficiente. En este contexto, la vía Manglaralto cumple una función importante dentro de la red vial urbana al servir como vía complementaria de la Avenida Pedro Vicente Maldonado, facilitando el tránsito vehicular y peatonal hacia zonas de alta afluencia (García Mosquera, 2016).

No obstante, la vía presenta un notable deterioro en su superficie de rodadura, así como deficiencias en el sistema de drenaje, lo que provoca acumulación de agua y desgaste progresivo del pavimento. Estas condiciones generan congestión vehicular, riesgos para los usuarios y un incremento en los costos de mantenimiento, especialmente durante la temporada de lluvias.

El diseño geométrico y estructural de las carreteras locales debe alinearse con las normativas vigentes presentadas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MOP 2003), Especificaciones generales para la construcción de Caminos y Puentes del MOP-001-F-2002, documentos que aseguran la aplicación de enfoques técnicos y de seguridad en la planificación de caminos.

Por lo tanto, el presente trabajo tiene como finalidad proponer el mejoramiento geométrico y estructural de la vía Manglaralto, con base en normativas nacionales e internacionales, que contribuya al desarrollo territorial de la parroquia La Argelia y fortalezca la infraestructura vial urbana del cantón Quito.

1.2.2. Importancia y Alcance

La propuesta de mejoramiento de la vía Manglaralto, es fundamental para optimizar la circulación y consolidar una vía pavimentada que conecte de manera eficiente la parroquia La Argelia con otras zonas urbanas del cantón Quito.

Actualmente, la vía de estudio presenta deterioros debido a la falta de mantenimientos periódicos que comprometen su funcionalidad y seguridad. Su superficie está conformada por tramos de tierra y adoquín, los cuales sufren desgaste durante la época de lluvias donde los caminos de tierra son difíciles de transitar, aumentando los tiempos de traslado y los costos de operación de los vehículos. Además, la ausencia de obras de drenaje adecuadas provoca la acumulación de agua, afectando la movilidad y el transporte de los usuarios.

Para resolver esta problemática, el proyecto propone el mejoramiento de la vía mediante un diseño estructural apropiado de acuerdo con las condiciones climáticas y de tránsito de la zona con una pavimentación adecuada. Se llevará a cabo con base a las especificaciones técnicas y normativas nacionales como la MOP 2003 e internacionales como el AASHTO 93, garantizando su estabilidad y durabilidad a largo plazo.

1.2.3. Delimitación

Delimitación espacial:

El proyecto se llevará a cabo en la parroquia La Argelia, cantón Quito, provincia de Pichincha. El tramo de estudio corresponde a la vía que conecta los sectores Turubamba y Solanda, de acuerdo con el sistema de coordenadas UTM WGS84 se encuentra en la zona 17M comprendido entre las siguientes coordenadas:

Tabla 1

Coordenadas geográficas del proyecto.

	Coordenadas Norte (m)	Coordenadas Este (m)	Elevación (m.s.n.m)	Abscisas (km)
Punto de Inicio	9969093.00	774399.00	2854.00	0+000
Punto final	9970930.00	775356.00	2831.00	2+220

Nota. Coordenadas del punto inicial y final del proyecto. Elaborado por: Los autores.

Figura 1

Localización específica de la vía



Nota. La línea roja indica el tramo de la vía del proyecto. Elaborado por: Los autores a través de Google Earth Pro, 2025.

1.3. Justificación

A partir de la necesidad de mejorar la movilidad en las vías urbanas, surge este proyecto centrado en la vía Manglaralto, ubicada en la parroquia La Argelia. Esta vía, igual que muchas en las zonas urbanas, requiere mejoramientos para facilitar la circulación de personas y el transporte de productos de manera más eficiente.

La mejora de esta vía beneficiará directamente la calidad de vida de los habitantes, reduciendo el tiempo y costo de transporte, lo cual incrementa la seguridad vial y facilita la movilidad de las personas a instituciones educativas y centros de salud. Además, el proyecto puede convertirse en una guía para planes futuros viales cercanos a zonas con características similares que contribuyan al desarrollo integral de la región.

Se cuenta con software especializado, como AutoCAD Civil 3D para el diseño geométrico de la vía. Para el levantamiento topográfico se dispone de la estación total y para el estudio de suelos se trabajará en los laboratorios de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito Campus Sur. Además, se dispone del acompañamiento del docente y acceso a información de las normativas nacionales e internacionales, lo cual convierte este estudio en una oportunidad real de aprendizaje práctico con alto valor profesional.

Con el fin de dar solución a esta problemática, el proyecto propone mejoramiento integral de la vía, considerando las condiciones climáticas y el volumen de tránsito en la zona, así como una pavimentación apropiada. Además, el proyecto puede ser utilizado como una base técnica para planificaciones viales a futuro en sectores urbanos similares, contribuyendo de forma significativa al desarrollo local.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Efectuar el diseño geométrico y estructural de la vía Manglaralto en el tramo comprendido entre la Calle Quimag y la Calle Teodoro Gómez de la Torre, mediante el uso de software especializado y normativas viales, con el fin de mejorar las condiciones de transitabilidad, seguridad y conectividad.

1.4.2. Objetivos Específicos

Realizar un levantamiento topográfico del tramo vial mediante el uso de la estación total con el fin de recopilar información para el análisis geométrico de la vía.

Obtener un análisis del tráfico a través de un conteo manual para la determinación de la demanda vehicular actual, con el fin de establecer la clasificación de la vía.

Determinar las características físicas y mecánicas del suelo mediante ensayos de campo y laboratorio, con el fin de contar con información geotécnica confiable para el diseño estructural del pavimento.

Realizar el diseño geométrico y estructural de la carretera con base a las normativas viales, considerando las curvas, pendientes y anchos de calzada, que sea capaz de proporcionar comodidad y seguridad de los usuarios.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Diseño Geométrico

El diseño geométrico de carreteras relaciona los elementos físicos de la vía con las características de los vehículos, utilizando principios de matemáticas, física y geometría. Por lo tanto, la carretera se define geométricamente a través del trazado de su eje tanto en planta como en perfil longitudinal y por el trazado de su sección transversal (Cardenas Grisales, 2013). Para el caso de la vía Manglaralto, el diseño geométrico debe adaptarse a la topografía del terreno, tomando en cuenta las pendientes naturales, radios de curvatura y peraltes.

2.2. Diseño estructural

El diseño estructural de los pavimentos crea una configuración adecuada de espesores y tipos de materiales en las distintas capas del pavimento para que pueda soportar el peso de los vehículos. También debe adaptarse al clima local, proteger la subrasante, ofrecer una superficie estable y cómoda para los conductores, cumpliendo así con todas las especificaciones del proyecto (INVIAS, 2015). Esto es clave en el proyecto debido a que la vía Manglaralto se encuentra en una zona urbana con tránsito mixto, lo cual requiere de un diseño estructural eficiente y adaptado a las condiciones locales.

2.3. Topografía

La topografía es una combinación de ciencia, arte y tecnología para determinar la ubicación de los puntos relativos situados sobre la superficie del suelo y debajo. Además, la topografía se considera una disciplina que utiliza todos los métodos para medir y recopilar información física acerca de la superficie del suelo y nuestro entorno, para luego procesar dicha información y difundir los productos de información a los usuarios (Wolf & Ghilani, 2016). El levantamiento topográfico permite conocer la configuración del terreno, identificar zonas

críticas y trazar con precisión el eje vial, asegurando que el diseño se ajuste a las condiciones reales del entorno.

2.4. Análisis de tráfico

El análisis de tráfico relaciona las características y el comportamiento del tráfico, también la forma en que los vehículos se mueven a lo largo de cualquier sistema vial para determinar el nivel de eficiencia del tráfico. Además, este análisis se centra en determinar el flujo de tráfico mediante distribuciones estadísticas que se usan en la planificación y el control del tráfico (Ramón Muñoz & Suquinagua Saca, 2023). Este concepto menciona que poder conocer el tipo de vehículos y cuántos circulan por la vía Manglaralto es importante para diseñar un pavimento resistente para el tráfico real al que estará sometido.

2.5. Características físicas del suelo

Las propiedades físicas de un suelo dan una idea de lo que se puede hacer con un terreno. Estas características varían según el tipo de suelo, la ubicación, la profundidad, su composición mineral, la cantidad de agua que tiene, su porosidad, textura, estructura y el espesor de sus capas (Aguirre & Yépez, 2019). Conocer estas propiedades físicas es fundamental para evaluar el comportamiento del terreno y garantizar que la subrasante del pavimento se mantenga estable y funcional frente a las cargas del tránsito.

2.6. Características mecánicas del suelo

El modo en que un suelo se comporta ante cargas y esfuerzos externos se define por sus propiedades mecánicas, las cuales son fundamentales en la planificación y construcción de obras como carreteras, presas, cimentaciones, etc. Los análisis de laboratorio y ensayos de campo se utilizan para determinar propiedades importantes como la capacidad de carga, la permeabilidad, el asentamiento, la resistencia a la compresión, el ángulo de fricción y la cohesión, estos valores se convierten en datos de gran importancia en los diseños que garantizan la seguridad, durabilidad y estabilidad (Botía, 2015). Las propiedades mecánicas

del suelo son fundamentales para definir la capacidad portante de la subrasante y garantizar que la estructura del pavimento soporte las cargas del tránsito sin deformaciones exageradas.

2.7. Pendiente del terreno

La pendiente de un terreno es la inclinación con respecto a la horizontal y puede ser ascendente o descendente según el punto de vista. Se calcula dividiendo la distancia horizontal entre dos puntos por su diferencia de altura. (Gámez, 2015). Una pendiente muy pronunciada puede causar inestabilidad y complicar la circulación de los vehículos, mientras que una muy plana podría provocar problemas de drenaje.

2.8. Anchos de calzada

El ancho de una carretera es un aspecto crucial que se basa en su capacidad para manejar el tráfico a este valor se determina a partir del volumen de tráfico proyectado. En general, se establece un ancho mayor cuando se espera un tráfico intenso o se diseña para velocidades altas, mientras que un ancho menor es suficiente cuando el tráfico es reducido o la velocidad de diseño es baja (Arcentales & Rivera, 2017). Contar con un diseño adecuado no solo facilita el tránsito vehicular, sino que también ayuda a minimizar los riesgos de accidentes y a asegurar una mayor durabilidad de la vía.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipo de investigación

Este estudio es un claro ejemplo de investigación aplicada, ya que su objetivo es resolver un problema real a través de conocimientos técnicos de la ingeniería civil. Además, se clasifica como cuantitativa porque se enfoca en recopilar y analizar datos numéricos. Podríamos ver el trabajo como un estudio detallado de una carretera, donde se analiza el ancho, las curvas, la calidad del suelo y la cantidad de tráfico esperado (Vázquez Pérez, 2024).

Por su finalidad, la investigación es descriptiva y proyectiva. Descriptiva, porque se analizará el estado actual del tramo vial, y proyectiva, porque se plantea una propuesta técnica de rediseño geométrico y estructural. La investigación es también no experimental, ya que no se manipulan variables, y de campo, debido a que los datos se obtienen directamente en el terreno (Bavaresco, 2023).

3.2. Método

Esta investigación se apoya en el método científico, combinando dos enfoques clave:

- ❖ El método inductivo permite observar y analizar las condiciones actuales de la vía, obteniendo conclusiones generales a partir de la experiencia en campo.
- ❖ El método deductivo será utilizado para aplicar teorías y normas de diseño vial y estructural a un caso particular.
- ❖ También se empleará el método analítico, que permitirá descomponer el problema en sus partes (topografía, geometría, materiales, tránsito) para estudiar cada componente por separado.
- ❖ Finalmente, se utilizará el método técnico, propio de la ingeniería, en la aplicación de cálculos y normativa vial vigente (Bedoya Vera, 2023).

3.3. Técnicas de recolección de información

Se utilizarán las siguientes técnicas para recopilar información pertinente:

- ❖ **Observación directa:** Se realizará un recorrido completo de la vía para observar el estado del terreno, la infraestructura existente, y las condiciones del entorno. Esta técnica permitirá identificar in situ problemas de diseño, fallas superficiales, escurrimiento pluvial y erosión (Tirado Tulcan, 2021).
- ❖ **Fichaje:** Se empleará para sistematizar la información bibliográfica, normativa y técnica. Se utilizarán fichas de contenido, fichas de cita textual y fichas de resumen, en las que se registrarán aspectos clave de normas como MOP 2003, AASHTO 93 y manuales técnicos de diseño vial.

3.4. Proceso técnico de Ingeniería Civil

3.4.1. *Diseño geométrico*

El diseño geométrico de la vía se realizará siguiendo los siguientes pasos:

1. Revisión normativa: Se aplicarán los criterios de diseño establecidos por la MOP 2003 y otras normativas internacionales como el Green Book del AASHTO (2018).
2. Clasificación del tipo de vía: Se determinará si el tramo es de tipo rural, terciario o colector, según el entorno y volumen de tránsito.
3. Diseño del alineamiento horizontal y vertical: Se calcularán radios mínimos de curvatura, pendientes máximas y mínimas, sobreanchos y visibilidad.
4. Diseño de secciones transversales: Se definirán el ancho de calzada, bermas, cunetas y taludes según las características topográficas.
5. Estudio hidrológico básico: Para establecer el diseño inicial de drenaje longitudinal y transversal.

3.4.2. *Diseño estructural*

El diseño estructural del pavimento se basará en:

1. Caracterización del suelo: A través de ensayos de laboratorio (CBR, granulometría, límites de Atterberg).
2. Estimación del tránsito proyectado: Cálculo del número de ejes equivalentes acumulados a 20 años, considerando crecimiento anual del parque vehicular.
3. Determinación del tipo de pavimento: Se optará por una estructura flexible o rígida según condiciones del suelo, clima y disponibilidad de materiales.
4. Diseño de capas estructurales: Se definirán espesores para subrasante, subbase, base y carpeta, aplicando el método empírico de AASHTO o el mecanicista-empírico del Instituto del Asfalto (Barrera Peralta & Lupercio Méndez, 2024)
5. Verificación del comportamiento estructural: Mediante coeficientes estructurales y curvas de desempeño esperadas.

3.4.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizará con instrumentos de precisión como estación total, nivel automático y GPS diferencial, y comprenderá:

- ❖ **Monumentación de puntos:** Colocación de estacas de control y bancos de nivel.
- ❖ **Toma de datos en campo:** Coordenadas X, Y y Z a lo largo del eje vial y secciones transversales cada 20 a 30 metros.
- ❖ **Elaboración del plano topográfico:** Incluyendo curvas de nivel, perfiles longitudinales y secciones transversales.
- ❖ **Georreferenciación:** De todo el tramo, compatible con UTM WGS84, para compatibilidad con sistemas SIG.
- ❖ **Procesamiento digital:** Con software como AutoCAD Civil 3D para definir el alineamiento óptimo de la vía y generar el modelo digital del terreno.

3.4.4. Sistema de drenaje

Para la metodología se utilizarán las siguientes técnicas:

❖ **Recopilación de información preliminar:** Para establecer un sistema de drenaje, es importante recolectar información sobre la precipitación, las fuentes de agua cercanas y cualquier aspecto relacionado con el agua.

❖ **Determinación de caudales de diseño:** Para determinar el caudal de diseño, se utiliza un método racional, que de manera simplificada es la siguiente:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q: Representa el caudal máximo en metros cúbicos por segundo (m³/s).

C: Es el coeficiente de escorrentía, su valor depende de factores como el tipo de suelo, la topografía y la cobertura vegetal de la cuenca.

I: Es la intensidad de la lluvia en milímetros por hora (mm/h).

A: Es el área de la cuenca en hectáreas (Ha) o kilómetros cuadrados (km²). Es la superficie que drena hacia el punto donde se está calculando el caudal.

CAPÍTULO IV

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

4.1. Alcance

La topografía juega un papel importante en las distintas áreas de la ingeniería civil, pues ayuda a mostrar de forma gráfica la superficie del terreno. Es fundamental para el diseño, la construcción y el mantenimiento de carreteras, ferrocarriles, edificios, puentes, canales, y otros trabajos (Wolf & Ghilani, 2016).

El levantamiento topográfico permite la localización exacta de los puntos del terreno, permitiendo identificar alineamientos, anchos de vía, pendientes y curvas. Estos datos aseguran que las decisiones de diseño respondan a la topografía existente y a las condiciones físicas del área de intervención. En este proyecto, el estudio topográfico abarca dos aspectos fundamentales, la planimetría y la altimetría.

4.2. Sistema de coordenadas

En el presente proyecto, el sistema de coordenadas es la referencia que permite una correcta definición espacial de todos los elementos que conforman la vía de estudio. Su aplicación permite establecer con precisión la posición horizontal y vertical de los puntos levantados, garantizando coherencia entre el levantamiento topográfico, el diseño geométrico y la representación cartográfica del proyecto.

La información espacial del proyecto es representada a través de un sistema de ejes ortogonales que representa la ubicación en planta y el perfil del terreno, la cual permite generar planos topográficos, perfiles longitudinales, secciones transversales y modelos digitales del terreno. Esta referencia espacial asegura la correcta integración de los datos topográficos con los componentes estructurales, viales y de drenaje del proyecto.

Para la medición, procesamiento y representación de las coordenadas, se utiliza el sistema de coordenada UTM asociado al datum WGS 84, ya que es compatible con los diseños

y análisis realizados en el proyecto. Este sistema permite una adecuada gestión de la información topográfica mediante software especializado como AutoCAD Civil 3D, asegurando precisión, uniformidad y confiabilidad en el desarrollo técnico del proyecto vial.

4.3. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico es esencial en cualquier proyecto vial porque es la fase inicial del estudio técnico y descriptivo de un terreno, ya que durante esta etapa se determinan las características físicas, geográficas y geológicas del terreno mediante mediciones realizadas en campo, con el propósito de obtener las curvas de nivel y representar esa información en un plano.

En el presente proyecto técnico se llevó a cabo un levantamiento topográfico utilizando equipos de alta precisión, garantizando obtener los datos planimétricos y altimétricos del tramo de la vía de estudio para un diseño vial preciso.

4.3.1. Equipos utilizados en el levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se llevó a cabo utilizando los siguientes equipos de topografía:

- ❖ Una Estación Total Spectra Precision 2, modelo FOCUS 2 (precisión de 2 segundos).
- ❖ Un trípode.
- ❖ Un bastón.
- ❖ Un prisma.
- ❖ Un GPS Spectra Precision, modelo Mobile Mapper 50.

CAPÍTULO V

ESTUDIO DE TRÁFICO

5.1. Método de conteo

El estudio de tráfico es una etapa fundamental dentro del análisis vial, ya que proporciona información indispensable sobre la cantidad y tipo de vehículos que circulan por la vía en estudio.

El método aplicado para la obtención de los volúmenes de tráfico se basa en la toma de aforos vehiculares. Para este proyecto técnico se utilizó el conteo manual, el cual consiste en que una o más personas se ubican a lo largo de la vía con hojas de registro, anotando la cantidad y clasificación de los vehículos que transitan durante un período determinado.

En el caso del presente proyecto, el conteo vehicular se efectuó del 5 al 11 de noviembre de 2025, en un horario comprendido de 06:30 a 18:30 completando un total de 12 horas diarias de observación, con lo cual se obtuvieron los resultados siguientes:

Tabla 2

Conteo Vehicular manual.

TRÁFICO VEHICULAR EN DOS SENTIDOS					
DIA	LIVIANO	BUS	CAMIONES		
	2D	2DB	2DA	3A	4C
LUNES	378	44	15	9	5
MARTES	465	43	17	8	8
MIÉRCOLES	360	44	16	11	4
JUEVES	332	46	16	9	8
VIERNES	395	45	14	7	7
SÁBADO	631	45	14	14	8
DOMINGO	535	47	15	12	6
TOTAL	3096	314	107	70	46

Nota. Tabla del número de vehículos obtenidos con el conteo manual. Elaborado por: los Autores.

5.2. Determinación del TPDA

Para determinar el TPDA se aplican los factores de ajuste correspondientes al tiempo (hora, día y mes), según lo establecido en la normativa MOP-2003. Esta norma contempla cuatro factores principales que intervienen en el cálculo final del TPDA, los cuales se detallan a continuación:

Factor Horario (Fh): “nos permite transformar el volumen de tráfico que se haya registrado en un determinado número de horas a VOLUMEN DIARIO PROMEDIO” (MOP, 2003, pág. 14).

Factor Diario (Fd): “nos permite transformar el volumen de tráfico diario promedio en VOLUMEN SEMANAL PROMEDIO” (MOP, 2003, pág. 15).

Factor Semanal (Fs): “nos permite transformar el volumen semanal promedio de tráfico en VOLUMEN MENSUAL PROMEDIO” (MOP, 2003, pág. 16).

Factor Mensual (Fm): “nos permite transformar el volumen mensual promedio de tráfico en TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)” (MOP, 2003, pág. 16).

5.2.1. *Trafico promedio diario horario (TPDH)*

Para el cálculo de TPDH se utiliza la siguiente expresión:

$$TPDH = \frac{\text{Total vehiculos contados}}{\text{Total dias contados}}$$

No obstante, es importante tener en cuenta que los valores utilizados en la ecuación corresponden a un periodo de 24 horas. Dado que el conteo vehicular se realiza manualmente durante 12 horas, es necesario estimar el flujo total diario a partir de los registros obtenidos. Para ello, el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador (2003) recomienda aplicar factores de variación, para este caso el Factor Horario (FH). Para el presente proyecto se realizará aplicando la siguiente formula:

$$FH = \frac{\text{Volumen total hora promedio}}{\text{Volumen total de cada hora}}$$

Tabla 3

Factor horario.

RESUMEN DE FH	
LUNES	1,03
MARTES	1,03
MIÉRCOLES	1,08
JUEVES	1,08
VIERNES	1,06
SÁBADO	1,05
DOMINGO	1,03
FH PROMEDIO	1,05

Nota. Resumen de factor horario. Elaborado por: Los autores

Tabla 4*Cálculo TPDH.*

CLASE	TIPO DE VEHICULO	DIAS DE LA SEMANA							TOTAL	FH	TPD	TPDH
		LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO	DOMINGO				
LIVIANO	2D	378	465	360	332	395	631	535	3096	1,05	442	466
BUS	2DB	44	43	44	46	45	45	47	314	1,05	45	47
	2DA	15	17	16	16	14	14	15	107	1,05	15	16
CAMIONES	3A	9	8	11	9	7	14	12	70	1,05	10	11
	4C	5	8	4	8	7	8	6	46	1,05	7	7

Nota. Cálculo del tráfico promedio diario horario. Elaborado por: Los Autores.

5.2.2. Tráfico promedio diario semanal (TPDS)

Para el cálculo del TPDS se utiliza la siguiente expresión:

$$TPDS = TPDH * FD$$

Donde el factor diario (FD) se puede calcular con lo siguiente:

$$FD = \frac{\text{Volumen total diario promedio}}{\text{Volumen total de cada día}}$$

Para el desarrollo del presente proyecto se adopta un factor diario $FD = 1$, ya que el conteo manual se realizó durante 12 horas diarias a lo largo de 7 días.

5.2.3. Tráfico promedio diario mensual (TPDM)

Para calcular el TPDM se utiliza la siguiente expresión:

$$TPDM = TPDS * FS$$

El FS se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\text{Días del mes de conteo}}{28 \text{ días}}$$

Tabla 5

Factor semanal.

MESES	DIAS	FS
ENERO	31	1,107
FEBRERO	28	1,000
MARZO	31	1,107
ABRIL	30	1,071
MAYO	31	1,107
JUNIO	30	1,071
JULIO	31	1,107
AGOSTO	31	1,107
SEPTIEMBRE	30	1,071
OCTUBRE	31	1,107
NOVIEMBRE	30	1,071
DICIEMBRE	31	1,107

Nota. Tabla del factor semanal. Elaborado por: Los Autores.

Para nuestro proyecto se utiliza el valor de $FS = 1,071$, considerado para el mes de noviembre.

5.2.4. Tráfico promedio diario anual (TPDA)

Para el cálculo del TPDA se utiliza la siguiente expresión:

$$TPDA = TPDM * FM$$

Donde el factor mensual (FM), es un factor que transforma el volumen de tráfico mensual promedio en tráfico promedio diario anual.

El factor FM se calcula como:

$$FM = \frac{\text{Consumo promedio mensual de los combustibles anuales}}{\text{Consumo del mes de conteo}}$$

Ante la falta de estadísticas de volúmenes anual y diario para el año 2025, se calculó un factor mensual de ajuste utilizando los consumos de combustibles registrados en 2024 para la provincia de Pichincha, según el Informe Estadístico Enero – Diciembre 2024 de Petroecuador.

A continuación, se presenta la tabla del consumo mensual de combustibles para la provincia de pichincha (cifras en galones) del año 2024.

Tabla 6

Factor mensual.

MES	GASOLINA SÚPER	GASOLINA EXTRA	BASE	DIÉSEL 1	DIÉSEL 2	DIÉSEL PREMIUM	JETA-1	NAO	GLP	TOTAL (GAL)	FM
ENERO	13958,028	12414,864	4812,570	25,410	4806,774	18055,381	6744,570	-	1812,636	62630,234	0,970
FEBRERO	10625,328	8702,904	4569,558	13,146	4334,022	19848,823	7327,110	-	1421,700	56842,592	1,068
MARZO	11505,648	11974,452	4340,196	13,356	6666,366	16853,509	7473,900	-	1405,866	60233,294	1,008
ABRIL	10465,812	10268,412	4360,986	10,416	8584,170	20396,419	8209,698	-	1415,442	63711,356	0,953
MAYO	8856,120	13867,308	4952,682	13,230	5513,172	19563,811	6109,950	-	1594,110	60470,384	1,004
JUNIO	11008,284	12517,890	3986,472	12,810	5194,434	16751,911	6860,616	848,442	1711,836	58892,696	1,031
JULIO	9324,630	15478,974	4740,288	13,398	4804,002	20380,417	7148,652	-	2200,968	64091,33	0,947
AGOSTO	8458,548	11057,382	4724,958	14,196	6939,576	18623,305	5599,944	2416,470	2102,310	59936,69	1,013
SEPTIEMBRE	10875,984	7461,720	4958,016	14,322	7150,878	14695,380	4755,324	-	2203,572	52115,198	1,165
OCTUBRE	7500,948	13217,106	4204,704	12,180	9610,566	20521,537	5568,528	-	201,810	60837,38	0,998
NOVIEMBRE	10698,072	14267,442	4801,692	12,180	7308,588	21886,999	4746,420	-	1009,176	64730,57	0,938
DICIEMBRE	12333,720	13460,958	4514,328	14,784	5850,978	21834,415	4570,314	-	1609,356	64188,854	0,946
Promedio										60723,381	

Nota. Tabla del factor mensual del consumo de combustible de la Provincia de Pichicha. Elaborado por: Los Autores

Para nuestro proyecto se utiliza el valor de FM = 0,938, considerado para el mes de noviembre.

Tabla 7*Cálculo TPDA.*

CLASE	TIPO DE VEHICULO	TPS	TPD	FACTOR HORARIO	FACTOR SEMANAL	FACTOR MENSUAL	TPDA	%TPDA
LIVIANO	2D	3096	442	1,05	1,071	0,938	468	85,09
BUS	2DB	314	45	1,05	1,071	0,938	48	8,73
	2DA	107	15	1,05	1,071	0,938	16	2,91
CAMIONES	3A	70	10	1,05	1,071	0,938	11	2,00
	4C	46	7	1,05	1,071	0,938	7	1,27
TOTAL							550	100,00

Nota. Tabla de cálculo del tráfico promedio diario anual. Elaborado por: Los Autores.

$$TPDA = TPD * FH * FD * FS * FM$$

$$TPDA = 550$$

5.2.1. Tráfico de diseño

Según lo establecido en la normativa del MOP (2003), se considera una proyección vial de 15 a 20 años. Para el proyecto se adopta un período de diseño de 15 años, considerando que el estudio se desarrolla sobre un pavimento en servicio y que las intervenciones de mantenimiento deberán realizarse con mayor frecuencia con el fin de conservar la vía en condiciones óptimas de operación. Este periodo de diseño resulta adecuado para garantizar un desempeño estructural eficiente, manteniendo un equilibrio técnico-económico.

La tasa de crecimiento vehicular se determinó en función de los datos publicados en el documento técnico “Quito Visión 2040 y su Nuevo Modelo de Ciudad”, publicado por el Instituto Metropolitano de Planificación Urbana (IMPU).

Tabla 8

Crecimiento del parque automotor.

CLASE	AÑO 2016	AÑO 2040
LIVIANOS	508000	1870000
BUSES	10706	14422
CAMIONES	29636	47675

Nota. Proyección vehicular en Quito DM según tendencias, políticas y permisiones en 2016.

Fuente: Visión de Quito 2040 y su Nuevo Modelo de Ciudad.

La tasa de crecimiento vehicular se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$$i = \left(\frac{Tf}{Ta} \right)^{1/n} - 1$$

Donde:

Tf es el tráfico Futuro

Ta es el tráfico Actual

i es la tasa de crecimiento vehicular (%)

n es el número de años proyectados

Tabla 9*Tasa de crecimiento vehicular.*

CLASE	TASA DE CRECIMIENTO (%)
LIVIANOS	5,58%
BUSES	1,25%
CAMIONES	2,00%

Nota. Tabla del incremento vehicular en porcentajes. Elaborado por: Los autores

Para el cálculo del tráfico futuro se considera la fórmula propuesta en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador (2003).

$$Tf = Ta * (1 + i)^n$$

Donde:

Tf es el tráfico futuro proyectado.

Ta es el tráfico actual

i es la tasa de crecimiento vehicular

n es el número de años de proyección

Tabla 10*Cálculo TPDA futuro.*

AÑO	LIVIANO	BUS	CAMIONES			TOTAL
	2D	2DB	2DA	3A	4C	
2025	468	48	16	11	7	550
2030	614	51	18	12	8	703
2035	806	54	20	13	9	902
2040	1057	58	22	15	9	1161

Nota. Cálculo del tráfico promedio diario anual futuro. Elaborado por: Los autores.

Para el cálculo del tráfico de diseño se consideran los siguientes tipos de tráfico:

Tráfico generado (TG): Para este tipo de tráfico suele estimarse entre el 5% y el 25% del tráfico futuro. Para este estudio se ha adoptado un valor conservador del 20%, ya que se

prevé un aumento significativo para la demanda vehicular. Se debe a que la vía no es nueva y su entorno ya cuenta con una infraestructura vial consolidada.

$$TG = 20\% * TPDA \text{ futuro}$$

Tráfico en desarrollo (TD): Para este tipo de tráfico suele estimarse 5% – 8% del tráfico futuro. En este caso, se ha adoptado el 6% considerando que el área de influencia no presenta condiciones que propicien un desarrollo acelerado en el corto o mediano plazo.

$$TD = 6\% * TPDA \text{ futuro}$$

Tráfico desviado (Td): Para este tipo de tráfico suele estimarse 5% – 8% del tráfico futuro. Para este estudio se ha adoptado un valor del 8%, ya que se prevé un aumento significativo para la demanda vehicular debido al tráfico proveniente de la Pedro Vicente Maldonado.

$$Td = 8\% * TPDA \text{ futuro}$$

Con base en los porcentajes previamente establecidos, se procede a realizar el análisis correspondiente para estimar el tráfico de diseño, tanto para el año inicial como para los diferentes periodos de diseño mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Tráfico diseño} = TPDA \text{ futuro} + TG + TD + Td$$

Tabla 11

Cálculo del tráfico de diseño.

AÑO	TPDA FUTURO	TG (20%)	TD (6%)	Td (8%)	TPDA DISEÑO
2025	550	110	33	44	737
2030	703	141	42	56	942
2035	902	180	54	72	1208
2040	1161	232	70	93	1556

Nota. Cálculo del tráfico de diseño. Elaborado por: Los autores.

$$\text{Tráfico diseño} = 1556$$

5.3. Clasificación de la vía

De acuerdo con el tráfico de diseño obtenido de 1556 vehículos/día la vía corresponde a una clasificación tipo II en referencia a la tabla propuesta por la normativa de Diseño geométrico del MOP 2003:

Tabla 12

Clasificación de la vía en función del TPDA proyectado.

CLASIFICACIÓN DE LA VIA EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO PROYECTADO	
Clase de carretera	Tráfico Proyectado TPDA*
R-I o R-II	Más de 8000
I	De 3000 a 8000
II	De 1000 a 3000
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

Nota. Clasificación de la vía según el tráfico proyectado. Fuente: MOP (2003).

En Ecuador el MOP establece una clasificación fundamentada en el criterio que define la estructura básica de la red vial del país. A continuación, se muestra la relación entre la función jerárquica y la clasificación de carreteras establecida por el MOP 2003:

Tabla 13

Clasificación del tipo de vía en base a su función y su relación con el TPDA.

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA (MOP)	TPDA (1) (AÑO FINAL DE DISEÑO)
Corredor arterial	RI-RII (2)	>8000
	I	3000-8000
	II	1000-3000
Colectora	I	3000-8000
	II	1000-3000
	III	300-1000
	IV	100-300
Vecinal	IV	100-300
	V	<100

Nota. Relación entre la función jerárquica y la clasificación de carreteras. Fuente: MOP (2003).

De acuerdo con la clasificación establecida por el MOP, se determina que la vía del presente estudio corresponde a la categoría de vías Tipo II, con función de colectora.

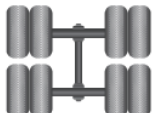
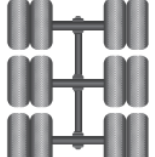
5.4. Ejes equivalentes

El cálculo de ejes equivalentes consiste en determinar las repeticiones de carga generadas por los distintos tipos de ejes vehiculares considerando sus diferentes cargas y con ello convertir a un número equivalente de repeticiones de carga de un eje estándar. Este valor refleja el daño estructural equivalente que los vehículos producirán en el pavimento a lo largo de la vida útil de la vía.

Para el cálculo del factor de equivalencias de carga se utilizarán las expresiones para la estimación de los factores de equivalencia de carga utilizando el criterio de la ley de la cuarta potencia del Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito (INVIAS, 2015).

Figura 2

Formulas simplificadas para el cálculo del factor de equivalencia.

Sistema de eje	Detalle del eje	Expresiones para el calculo del factor de equivalencia
Simple de rueda simple		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en T}}{6.6 \text{ T}} \right]^4$
Simple de rueda doble		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en T}}{8.2 \text{ T}} \right]^4$
Tándem de rueda doble		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en T}}{15.0 \text{ T}} \right]^4$
Trídem de rueda doble		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en T}}{23.0 \text{ T}} \right]^4$

Nota. Formulas Simplificadas para el Cálculo del Factor de Equivalencia de Carga. Fuente: INVIAS (2015).

Tabla 14*Factores de equivalencia de carga.*

CLASE	TIPO DE VEHICULO	EJE	PESO	FACTOR DAÑO	FD
			Ton/eje		
LIVIANOS	2D	Delantero	3	0,04	0,18
		Posterior	4	0,13	
BUSES	2DB	Delantero	7	1,27	4,50
		Posterior	11	3,24	
	2DA	Delantero	3	0,04	0,57
		Posterior	7	0,53	
CAMIONES	3A	Delantero	7	1,27	4,43
		Posterior	20	3,16	
	4C	Delantero	7	1,27	2,45
		Posterior	24	1,19	

Nota. Factores de equivalencia de carga para los vehículos de presente estudio. Elaborado por: Los Autores.

Aunque la tabla de equivalencia de cargas aplicada al vehículo liviano 2D arroja un factor de daño total de 0.18, este valor no se toma en cuenta en el cálculo del Número de Ejes Equivalentes porque los vehículos livianos no generan un daño estructural significativo.

Tabla 15*Número de Repeticiones de Carga Equivalente del año base.*

CLASE	TIPO DE VEHÍCULO	FD	TPDA	ESAL'S
BUSES	2DB	4,50	48	216,18
	2DA	0,57	16	9,18
CAMIONES	3A	4,43	11	48,68
	4C	2,45	7	17,16

Nota. Resultado del número de ejes equivalentes del año base para cada vehículo. Elaborado por: Los Autores

Para el presente estudio se adoptó una distribución del tránsito del 50% en cada sentido, criterio apropiado para una vía de dos carriles con circulación en direcciones opuestas, es decir que $F_d=0.5$.

Se adoptó un factor de distribución por carril de 1, puesto que la carretera cuenta con dos carriles, uno para cada dirección.

Tabla 16

Factores de distribución de tráfico por carril.

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL	
Número de carriles en cada dirección	Fc
1	1
2	0,80 - 1,00
3	0,60 - 0 80
4	0,50 -0 75

Nota. El factor carril tomado para proyecto es de Fc=1. Fuente: AASHTO (1993).

Una vez obtenidos los factores de equivalencia para cada categoría vehicular, se calcula el número total de ejes equivalentes para el período de diseño utilizando la siguiente formula:

$$W18 = N * 365 * Fd * Fc * \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Donde:

N es el número de repeticiones de carga actuales

Fd es un factor de dirección

Fc es un factor de carril

r tasa de crecimiento de vehículos pesados

n es el número de años de proyección.

Tabla 17

Número de ejes equivalentes para 15 años.

CLASE	TIPO DE VEHICULO	ESAL'S	Fd	Fc	W18
BUSES	2DB	216,18	0,5	1	663836,271
	2DA	9,18	0,5	1	28108,803
CAMIONES	3A	48,68	0,5	1	149072,548
	4C	17,16	0,5	1	52534,005
TOTAL EJES EQUIVALENTES					893551,627

Nota. Resultados de ESAL'S para un periodo de 15 años. Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO VI

EVALUACIÓN DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

6.1. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño es el parámetro que condiciona el diseño geométrico de la vía, y regula directamente las propiedades geométricas de los elementos de la vía como alineación horizontal y vertical, radios, peraltes, distancia de visibilidad, sección transversal, etc. Su definición correcta permite asegurar buenas condiciones de seguridad, comodidad y eficiencia para los usuarios.

Para este proyecto de carretera se fija la velocidad de diseño teniendo en cuenta la clasificación funcional de la carretera y el tipo de terreno.

Según lo desarrollado en el Capítulo V, el correspondiente Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) es de 1556 vehículos para lo que le corresponde clasificar a la vía como una carretera Tipo III, para vías de tránsito moderado, que tienen la función de unir centros poblados y contribuir a la movilización local y regional.

En lo que refiere a las características físicas del terreno, el relieve del área en estudio es ondulado, situación que influye en la geometría del trazado y la determinación de los parámetros de diseño. Con base en estos dos criterios clasificación de la vía y tipo de terreno, conforme a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador (2003), se determinan los valores aplicables al proyecto.

A continuación, en la Tabla 18 se presenta los valores normativos para la velocidad de diseño, la cual es definida para cada categoría de vía, en función del Tráfico Diario Promedio Anual (TDPA) y el tipo de terreno. En esta tabla se establecen las velocidades a que se refiere el diseño geométrico, divididas en recomendadas y absolutas conforme los lineamientos del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador (2003).

Tabla 18

Velocidad de diseño.

CATEGORÍA DE LA VÍA		TPDA ESPERADO	VELOCIDAD DE DISEÑO Km/h											
			BÁSICA				PERMISIBLES EN TRAMOS DIFÍCILES							
			(RELIEVE LLANO)		(RELIEVE ONDULADO)				(RELIEVE MONTAÑOSO)					
			Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.				Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad.					
			Recom.	Abs.	Recom.	Abs.	Recom.	Abs.	Recom.	Abs.	Recom.	Abs.	Recom.	Abs.
R-I o R-II (Tipo)		>8000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80
I	Todos	3000-8000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	60
II	Todos	1000-3000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50
III		300-1000	90	80	85	80	80	60	80	60	60	40	60	40
IV	Tipo 5, 5E, 6 y 7	100-300	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25
V	4 y 4E	<100	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25

Nota. Se observa los valores para la velocidad del diseño. Fuente: MOP (2003).

De acuerdo con lo descrito en la Tabla 18 se establece como velocidad de diseño recomendada el valor de 90 km/h.

6.2. Velocidad de circulación

Esta velocidad de circulación se determina en base a la velocidad de diseño tomada como 90 km/h correspondiente a una carretera Tipo III con un relieve ondulado.

La Tabla 19 muestra los valores de velocidad de circulación esperados según el volumen de tránsito. Se aprecia que a medida que aumenta el volumen vehicular, la velocidad de circulación disminuye, debido a la mayor interacción entre vehículos, restricciones operativas y reducción de las condiciones de fluidez del tránsito, según lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador (2003).

Tabla 19

Velocidad de circulación.

VELOCIDAD DE DISEÑO EN Km/h	VELOCIDAD DE CIRCULACION EN Km/h		
	VOLUMEN DE TRANSITO BAJO	VOLUMEN DE TRANSITO INTERMEDIO	VOLUMEN DE TRANSITO ALTO
25	24	23	22
30	28	27	25
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

Nota. Se observa los valores para la velocidad de circulación. Fuente: MOP (2003).

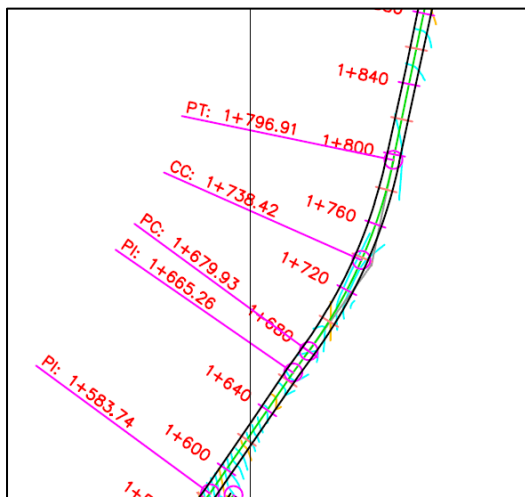
Según la Tabla 19 de Velocidad de Circulación, para una velocidad de diseño de 90 km/h y un volumen de tránsito intermedio, el valor correspondiente de velocidad de circulación es 73 km/h, siendo este el valor que mejor se ajusta a las condiciones reales del proyecto.

6.3. Análisis del diseño horizontal

El diseño horizontal de la vía se analiza con base en el trazado propuesto, considerando la alineación en planta, los radios de curvatura y la disposición de los elementos geométricos que conforman el eje vial. La vía implantada presenta una geometría irregular, producto de las condiciones topográficas y del alineamiento existente.

Figura 3

Curva horizontal.



Nota. Se observa un ejemplo de las curvas horizontales generadas. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD Civil 3D.

6.3.1. Verificación de la longitud de las curvas horizontales

La longitud de las curvas horizontales se establece en función del trazado en planta de la vía. La definición de estas longitudes responde a la necesidad de garantizar una transición adecuada entre tramos rectos y curvas. En este contexto, se determinan las longitudes reales de las curvas, las longitudes de transición y las longitudes mínimas requeridas, permitiendo evaluar el comportamiento geométrico de cada curva horizontal dentro del diseño propuesto.

La Tabla 20 presenta las velocidades de diseño consideradas y los valores correspondientes de gradiente longitudinal, expresados en porcentaje, conforme a los criterios establecidos en la normativa de diseño geométrico.

Tabla 20

Valores de la gradiente longitudinal.

VELOCIDAD DE DISEÑO (km/h)	VALOR DE (i) %
70	0.55
80	0.5
90	0.47
100	0.43
110	0.4

Nota. Se observa los valores recomendados de la gradiente longitudinal. Fuente: MOP (2003).

Dado que la velocidad de diseño adoptada para la vía es de 90 km/h, se selecciona un valor de gradiente longitudinal $i=0.47\%$, conforme a los valores establecidos en la tabla correspondiente.

En cuanto al peralte máximo, se adopta un valor del 10 %, conforme a lo establecido en la normativa de diseño geométrico para vías de clase tipo II, categoría a la cual corresponde el presente proyecto. Adicionalmente, el ancho del carril se define en 3.50 m según las medidas tomadas en campo del diseño geométrico de la vía.

A continuación, se calcula la longitud de una curva horizontal correspondiente al trazado de la vía, considerando las variables geométricas definidas para el diseño. El cálculo se realiza a partir de los parámetros de ancho del carril, el peralte máximo y la gradiente longitudinal. La fórmula correspondiente para este cálculo se presenta a continuación.

$$Lt = \frac{\text{Carril} * e_{\text{máx}}}{i}$$

$$Lt = \frac{3.50 * 10\%}{0.47\%}$$

$$Lt = 74.47 \text{ m}$$

La Tabla 21 presenta el resumen de las curvas horizontales definidas en el diseño en planta de la vía. En la tabla se identifica el número de cada curva horizontal, las abscisas correspondientes al punto de inicio (PC) y punto final (PT), así como el tipo de curva adoptada

para el trazado. Asimismo, se incluye la longitud real de cada curva, la longitud de transición considerada y la longitud mínima requerida para su correcto desarrollo.

Adicionalmente, la tabla incorpora una columna de observación, en la cual se indica el cumplimiento o no cumplimiento de la longitud mínima establecida para cada curva horizontal, permitiendo una evaluación directa del comportamiento geométrico del trazado propuesto.

Tabla 21

Resumen de las curvas horizontales.

Nº CURVA HOR.	ABSCISA		TIPO (CIRC. O CON ESPIRAL)	LONG CURVA (m) Lreal	LONG TRANSIC Lt (m)	LONGITUD MINIMA (m)	OBSERVACIÓN
	PC	PT				$1/3Lt + 1/3L_{real} + 1/3Lt$	
1	0+743.23	0+763.62	CIRCULAR	20.391	74.47	56.44	NO CUMPLE
2	0+768.46	0+794.22	CIRCULAR	25.76	74.47	58.23	NO CUMPLE
3	1+312.62	1+335.45	CIRCULAR	22.832	74.47	57.26	NO CUMPLE
4	1+344.65	1+464.20	CIRCULAR	119.542	74.47	89.49	CUMPLE
5	1+679.93	1+796.91	CIRCULAR	116.972	74.47	88.64	CUMPLE
6	1+889.33	1+922.39	CIRCULAR	33.059	74.47	60.67	NO CUMPLE
7	1+930.17	2+170.65	CIRCULAR	240.483	74.47	129.81	CUMPLE
8	1+353.02	1+367.91	CIRCULAR	14.894	74.47	54.61	NO CUMPLE

Nota. Se observa los resultados de las curvas horizontales. Elaborado por: Los autores.

Se observa que algunas curvas cumplen con la longitud mínima requerida, lo que garantiza una transición adecuada dentro del alineamiento horizontal, mientras que otras no cumplen con dicho criterio, reflejando las limitaciones geométricas existentes en ciertos tramos de la vía.

6.3.2. Verificación del radio de las curvas circulares

El radio de las curvas circulares se define considerando la velocidad de diseño adoptada para la vía y los valores mínimos recomendados por la norma de diseño geométrico.

La Tabla 22 presenta los radios mínimos recomendados para curvas circulares en función de la velocidad de diseño de la vía, conforme a lo establecido en la norma de diseño geométrico. En la tabla se identifica la velocidad de diseño de 90 km/h y los radios mínimos

correspondientes para diferentes valores de peralte, expresados para pendientes transversales de 10 %, 8 %, 6 % y 4 %.

Tabla 22

Radio mínimo recomendado.

Velocidad de diseño	Radio mínimo recomendado (m)			
km/h	e = 0.10	e = 0.08	e = 0.06	e = 0.04
90	275	300	330	370

Nota. Se observa el radio mínimo recomendable en función de la velocidad. Fuente: MOP (2003).

Para el presente proyecto, se adopta un peralte máximo del 10 %, correspondiente a una vía de clase tipo II, por lo tanto, se selecciona un radio mínimo de 275 m para el diseño de las curvas circulares.

En la Tabla 23 se presenta la comparación entre los radios reales medidos en el tramo de estudio y el radio mínimo normativo. La tabla permite identificar, para cada curva analizada, el cumplimiento del radio mínimo requerido de 275 m, facilitando la evaluación del alineamiento horizontal del tramo de estudio.

Tabla 23

Verificación de las curvas horizontales.

Nº CURVA HOR.	RADIO REAL (m)	RADIO MINIMO NORMATIVA (m)	OBSERVACIÓN
1	50	275	NO CUMPLE
2	50	275	NO CUMPLE
3	107	275	NO CUMPLE
4	345	275	CUMPLE
5	275	275	CUMPLE
6	101	275	NO CUMPLE
7	173	275	NO CUMPLE
8	100	275	NO CUMPLE

Nota. Se observa el cumplimiento de las curvas horizontales. Elaborado por: Los autores.

Del análisis comparativo de los resultados presentados en la tabla se observa que, de un total de ocho curvas horizontales evaluadas, únicamente dos curvas cumplen con el radio mínimo normativo de 275 m. Las curvas restantes presentan radios inferiores al valor exigido, evidenciando deficiencias geométricas en la configuración actual del alineamiento horizontal.

6.3.3. Verificación de las tangentes en las curvas

La verificación de las tangentes entre curvas horizontales se realiza considerando el trazado en planta de la vía y los parámetros geométricos definidos para el diseño horizontal.

Este análisis permite comprobar que las longitudes de los tramos rectos ubicados entre curvas consecutivas sean suficientes para el desarrollo adecuado de la transición del peralte y del bombeo transversal.

La tangente intermedia mínima (TIM) se calcula a partir de las longitudes de transición del peralte de las curvas adyacentes y de las longitudes tangenciales asociadas a cada curva.

Para la tangente intermedia mínima se utiliza la siguiente formula:

$$TIM = \frac{3}{2}Lt_1 + \frac{3}{2}Lt_2 + X_1 + X_2$$

Donde:

Lt1 y Lt2 corresponden a las longitudes de transición.

X1 y X2 representan las longitudes tangenciales asociadas a cada curva.

Estas longitudes tangenciales se obtienen a partir de la siguiente formula:

$$X = \frac{e' \cdot L}{e}$$

Donde:

e' corresponde a la pendiente lateral del bombeo.

e es el peralte de la curva circular.

L es la longitud de transición del peralte.

Los valores utilizados en el proyecto son 2% de bombe y el peralte de la curva circular de 10%.

$$X = \frac{2\% \cdot 74.47}{10\%}$$

$$X = 14.89 \text{ m}$$

La Tabla 24 presenta la verificación de las tangentes existentes entre curvas horizontales a lo largo del tramo de estudio. En la tabla se identifica el número de cada tangente, su longitud real obtenida del trazado en planta desarrollado en AutoCAD Civil 3D, así como los valores de las longitudes de transición del peralte correspondientes a las curvas adyacentes.

Además, se incluyen las longitudes tangenciales X1 y X2, el valor calculado de la tangente intermedia mínima (TIM) y una columna de observación que indica el cumplimiento o no cumplimiento de la longitud mínima requerida para cada tangente analizada.

Tabla 24

Verificación de las tangentes.

TANGENTE Nº	LONGITUD (m)	TANGENTE SEGÚN NORMATIVA (m)					OBSERVACIÓN
		CURVA 1		CURVA 2		TIM = 2/3Lt1 + 2/3Lt2 + X1 + X2	
		Lt1 (m)	X1 (m)	Lt2 (m)	X2 (m)		
1	743.23			74.47	14.89	64.54	CUMPLE
2	4.84	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	NO CUMPLE
3	518.4	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	CUMPLE
4	9.2	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	NO CUMPLE
5	215.73	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	CUMPLE
6	92.42	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	NO CUMPLE
7	7.78	74.47	14.89	74.47	14.89	129.08	NO CUMPLE
8	41.32	74.47	14.89			64.54	NO CUMPLE
9	96.5			74.47	14.89	64.54	CUMPLE
10	161.02	74.47	14.89			64.54	CUMPLE

Nota. Se observa el cumplimiento de las longitudes tangenciales. Elaborado por: Los autores.

Del análisis de los resultados presentados en la tabla se observa que algunas cumplen con la longitud mínima requerida, lo que evidencia una adecuada separación entre curvas y una transición geométrica favorable, mientras que otras tangentes presentan longitudes reales inferiores al valor mínimo exigido.

6.4. Análisis del diseño vertical

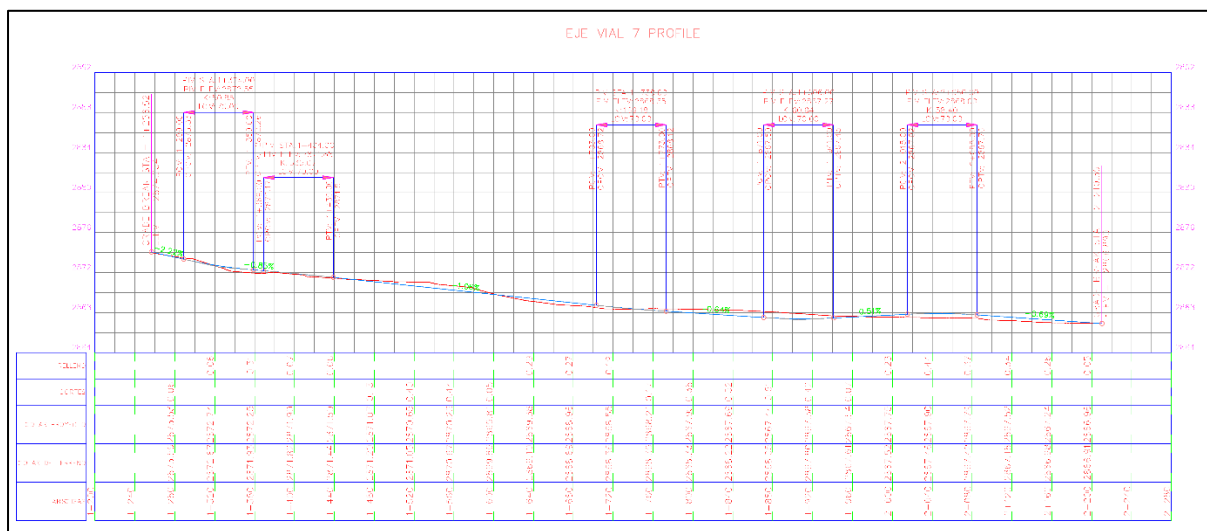
El diseño vertical de la vía se analiza a partir del perfil longitudinal propuesto, considerando la disposición de las pendientes y los puntos de cambio de rasante que conforman

el eje vial. La configuración del perfil se adapta a la topografía del terreno, permitiendo una continuidad geométrica a lo largo del tramo de estudio.

La Figura 4 presenta el perfil longitudinal del eje vial del tramo en estudio, elaborado a partir del levantamiento topográfico y del diseño geométrico vertical propuesto. En este perfil se representa de manera conjunta el terreno natural y la rasante proyectada, permitiendo visualizar las variaciones altimétricas a lo largo de la vía.

Figura 4

Perfil longitudinal tramo 7.



Nota. Pendientes longitudinales y curvas cóncavas y convexas del primer tramo. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD Civil 3D

Del análisis del perfil longitudinal del eje vial se observa que la rasante proyectada se adapta de forma general al terreno natural, lo cual permite minimizar las diferencias altimétricas entre ambas y, en consecuencia, reducir los volúmenes de movimiento de tierras.

La Tabla 25 presenta los límites máximos de pendiente longitudinal expresados en porcentaje, establecidos por la normativa técnica vigente para el diseño geométrico de vías. En la tabla se relaciona la clase de carretera, definida en función del volumen de tránsito, con el

tipo de pendiente del terreno, clasificada como plano, ondulado y montañoso. Asimismo, se diferencian los valores recomendables y los valores absolutos de pendiente.

Tabla 25

Valores máximos para las gradientes verticales.

VALORES DE DISEÑO DE LAS GRADIENTES LONGITUDINALES MAXIMAS							
(Porcentaje)							
	Clase de Carretera	Valor Recomendable			Valor Absoluto		
		L	O	M	L	O	M
I	3000 a 8000	3	4	6	3	5	7
II	1000 a 3000	3	4	7	4	6	8
III	300 a 1000	4	6	7	6	7	9
IV	100 a 300	5	6	8	6	8	12
V	Menos de 100	5	6	8	6	8	14

Nota. Se observa los valores máximos para las gradientes verticales. Fuente: MOP (2003).

Para el presente proyecto, correspondiente a una vía de clase tipo II implantada en un terreno ondulado, se adopta un valor de gradiente longitudinal máximo del 4%. En cuanto al gradiente mínimo con el fin de garantizar un adecuado escurrimiento superficial de las aguas pluviales, se adopta un valor del 0,5 % recomendado por la normativa.

6.4.1. Verificación de las curvas verticales

La verificación de las curvas verticales se realiza a partir del perfil longitudinal de la vía, considerando las curvas convexas y cóncavas definidas en el diseño vertical.

De acuerdo con la normativa para las curvas verticales convexas se adopta un valor de $K = 31$ m, mientras que para las curvas verticales cóncavas se considera un valor de $K = 43$ m, en función de la velocidad de diseño y la categoría de la vía.

Adicionalmente, la verificación de las longitudes mínimas de las curvas verticales se realiza mediante la expresión establecida en el manual de diseño geométrico:

$$L_{min} = 0.6 V_d$$

Donde:

L es la longitud mínima de la curva vertical.

Vd es la velocidad de diseño adoptada para la vía.

$$L_{min} = 0.6 * 90$$

$$L_{min} = 70 \text{ m}$$

La tabla 26 presenta la verificación de las curvas verticales del proyecto, considerando un total de 8 curvas, identificadas con sus respectivas abscisas de inicio (PCV) y fin (PTV). Para cada curva se especifica el tipo de curvatura (cóncava o convexa), los valores de pendiente longitudinal inicial (S1) y final (S2), así como la longitud de la curva vertical adoptada (Lv).

Adicionalmente, se muestra el valor real del parámetro K (Kreal), el cual se compara con el valor mínimo de K (Kmín) recomendado por la normativa de diseño geométrico.

Tabla 26

Resumen de las curvas verticales.

N° CURVA VERT.	ABSCISA		TIPO (CÓNCAVA O CONVEXA)	S1	S2	Lv (m)	Kreal = Lv/abs(S1-S2)	Kmín (Tablas)	OBSERVACIÓN
	PCV	PTV							
1	0+743	0+763	CONVEXAS	-0.5	-0.74	20.00	83.33	43	NO CUMPLE
2	0+773	0+793	CONVEXAS	-0.74	-1.32	20.00	34.48	43	NO CUMPLE
3	1+325	1+395	CONVEXAS	-1.11	-1.25	70.00	500.00	43	CUMPLE
4	1+289	1+359	CÓNCAVAS	-2.22	-0.85	70.00	51.09	31	CUMPLE
5	1+369	1+439	CONVEXAS	-0.85	-1.08	70.00	304.35	43	CUMPLE
6	1+703	1+773	CÓNCAVAS	-1.08	-0.64	70.00	159.09	31	CUMPLE
7	1+871	1+941	CÓNCAVAS	-0.64	0.51	70.00	60.87	31	CUMPLE
8	2+015	2+085	CONVEXAS	0.51	-0.69	70.00	58.33	43	CUMPLE

Nota. Se observa los resultados de las curvas verticales. Elaborado por: Los autores.

Del análisis general de los resultados se observa que todas las curvas verticales evaluadas cumplen con los valores mínimos, tanto para curvas convexas como cóncavas. Sin embargo, las dos primeras curvas no cumplen con la longitud mínima vertical. Las pendientes cumplen con el máximo y mínimo recomendado por la normativa.

CAPÍTULO VII

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VÍA

7.1. Exploración y muestreo

El presente estudio tiene como objetivo analizar las características físicas y mecánicas de la subrasante de la vía. Esta información es importante para comprender el comportamiento del terreno frente a las cargas del tránsito y para garantizar que el diseño estructural de la vía se base en condiciones reales y representativas del sitio.

El muestreo se ejecuta siguiendo las disposiciones técnicas vigentes para la correcta extracción, manipulación e identificación de las muestras, asegurando la calidad de la información obtenida y la confiabilidad de los resultados de laboratorio que sustentan el análisis del pavimento.

En el presente proyecto se emplea el muestreo mediante calicatas a cielo abierto, utilizando muestras alteradas del suelo correspondiente al estrato definido como subrasante. Tomando en cuenta la longitud total del proyecto de 2.2 km, se realiza sondeos cada 500 metros, lo cual dio como resultado la excavación de cinco (5) calicatas a cielo abierto.

Las calicatas llegan a profundidades entre 1,00 m y 1,50 m por debajo del nivel del terreno natural. En cada punto de exploración se recolecta aproximadamente 40 kg de material para realizar los ensayos de laboratorio necesarios para la clasificación y evaluación del suelo.

Las muestras son identificadas con el número de calicata y se colocaron en sacos de polietileno sellados con el fin de conservar su humedad natural durante el traslado al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana.

7.2. Estudio de la subrasante

Durante el proceso de diseño estructural de vía, estudiar la subrasante es importante, porque se describen las características físicas y mecánicas de los suelos. Estas características se relacionan con la capacidad del terreno para absorber, transmitir y distribuir las cargas del

tránsito a las que se verá expuesta la obra a lo largo de su vida útil. Una subrasante de buena calidad brinda estabilidad a la estructura del pavimento y a su resistencia, mejorando la durabilidad de la vía.

Por el contrario, cuando la subrasante tiene deficiencias en su capacidad de soporte puede causar fallas prematuras como agrietamientos y deformaciones, esto implica que el diseño del pavimento de la vía va a tener que aumentar el espesor de las capas estructurales, para poder compensar estos problemas.

7.3. Estudios de laboratorio

Los ensayos de laboratorio son importantes dentro del proceso de investigación geotécnica y estructural, ya que permiten conocer las características físicas y mecánicas. El objetivo principal es caracterizar los materiales que conforman la subrasante, al evaluar el comportamiento del suelo, ante el tráfico, el clima y las cargas que afecten de forma directa los materiales. Con base en esto se determina el tipo de pavimento, se definen las capas, y se valida el cumplimiento de la normativa técnica del proyecto.

Estos ensayos deben realizarse en un medio regulado que satisfaga los requisitos técnicos establecidos en las normativas vigentes, por tal motivo todos los ensayos se realizan en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana, el cual posee los equipos, herramientas y las condiciones necesarias para conseguir resultados confiables.

7.3.1. Tipos de ensayos

Los ensayos se seleccionaron en función a la información que se requiere en las propiedades mecánicas del suelo para el diseño estructural de la vía según la normatividad local. A continuación, se presenta el tipo y la normativa de cada ensayo.

- ❖ El contenido humedad para conocer el porcentaje de agua presente secando en horno de acuerdo con la norma técnica ASTM D 221.

- ❖ Análisis de granulometría para conocer el tamaño de las partículas del suelo por tamizado de acuerdo con la norma técnica ASTM D 422.
- ❖ Los límites de Atterberg para calcular el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad según norma técnica ASTM D 4318.
- ❖ El Proctor Modificado para determinar la densidad de secada máxima y el contenido de humedad óptimo de acuerdo con la norma técnica ASTM D 1557.
- ❖ Por último, CBR (California Bearing Ratio) para evaluar la capacidad portante de un suelo según norma técnica ASTM D 1883.

7.4. Contenido de humedad

Este estudio determina la humedad del suelo en muestras representativas de los puntos de muestreo definidos en el proyecto vial. Este ensayo permite conocer la humedad del suelo y sirve para analizar como actuará el material en el estudio geotécnico del proyecto.

El contenido de humedad se calcula empleando la siguiente expresión:

$$W = \frac{Mcws - Mcs}{Mcs - Mc} * 100\%$$

Donde:

W es el contenido de humedad (%).

Mcws es la masa del recipiente y la muestra húmeda (g).

Mcs es la masa del recipiente y la muestra seca (g).

Mc es la masa del recipiente (g).

A continuación, la Tabla 27 indica el peso de la cápsula, el peso de la muestra húmeda, el peso de la muestra seca y el contenido de humedad en porcentaje, pero para reducir las desviaciones al secar y pesar la muestra, se toman dos cápsulas para cada muestra de suelo y así determinar dos valores de contenido de humedad.

Tabla 27*Contenido de humedad.*

Contenido de Humedad					
Muestra	Cápsula N°	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
1	N1	28.90	70.42	62.75	22.66
	N2	29.09	69.56	62.07	22.71
2	N3	28.02	69.24	61.49	23.16
	N4	27.20	69.88	61.87	23.10
3	N5	27.20	74.59	65.55	23.57
	N6	26.77	80.28	70.20	23.21
4	N7	27.37	80.41	71.19	21.04
	N8	27.89	81.68	72.26	21.23
5	N9	26.13	87.66	76.87	21.27
	N10	26.98	80.22	70.96	21.06

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

A partir de estos dos valores de contenido de humedad por cada muestra, la Tabla 28 resume el valor promedio del contenido de humedad para cada muestra.

Tabla 28*Contenido de humedad promedio.*

Muestra	% Humedad
1	22.68
2	23.13
3	23.39
4	21.14
5	21.16

Nota. Tabla del contenido de humedad promedio de cada muestra. Elaborado por: Los autores.

Los valores de contenido de humedad obtenidos muestran una variación moderada entre las muestras analizadas, lo que indica una condición de humedad relativamente uniforme del suelo en el área de estudio. Los porcentajes registrados se encuentran dentro de rangos compatibles con suelos naturales no saturados, característicos de materiales utilizados como subrasante.

7.5. Granulometría

Para la ejecución del ensayo, las muestras de suelo se secan al sol y posteriormente se someten al tamizado por lavado con agua a través de los tamices N.º 40 y 200, hasta que el agua sale clara. A continuación, la muestra se coloca en el horno a una temperatura estándar de 110 ± 5 °C y se tamiza mediante los tamices N.º 4, 10, 40 y 200, con el fin de obtener los porcentajes de material retenido y pasante.

Para determinar el porcentaje retenido se utiliza la siguiente ecuación:

$$\%Retenido = \frac{Mr}{Mt} * 100\%$$

$$\%que Pasa = 100\% - \%Retenido$$

Donde:

Mr es la masa retenida en el tamiz (g).

Mt es la masa total (g).

Las Tablas 29 a 33 presentan los resultados del análisis granulométrico realizado a 5 las muestras de suelo estudiadas. Cada tabla incluye, para la muestra correspondiente, la masa de suelo retenida en cada tamiz, el peso retenido acumulado, el porcentaje retenido acumulado y el porcentaje de material que pasa.

❖ Resultados muestra 1.

Tabla 29

Granulometría muestra 1.

TAMIZ N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% que Pasa
N° 4	4.75	13.31	13.31	12.53	87.47
N° 10	2	14.72	28.03	26.39	73.61
N° 40	0.425	26.56	54.59	51.39	48.61
N° 200	0.075	51.63	106.22	100.00	0.00

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 2.

Tabla 30

Granulometría muestra 2.

TAMIZ N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% que Pasa
N° 4	4.75	15.02	15.02	14.93	85.07
N° 10	2	12.77	27.79	27.62	72.38
N° 40	0.425	19.89	47.68	47.39	52.61
N° 200	0.075	52.93	100.61	100.00	0.00

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 3.

Tabla 31

Granulometría muestra 3.

TAMIZ N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% que Pasa
N° 4	4.75	16.12	16.12	15.09	84.91
N° 10	2	20.23	36.35	34.03	65.97
N° 40	0.425	26.2	62.55	58.55	41.45
N° 200	0.075	44.28	106.83	100.00	0.00

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 4.

Tabla 32

Granulometría muestra 4.

TAMIZ N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% que Pasa
N° 4	4.75	15.64	15.64	14.05	85.95
N° 10	2	15.6	31.24	28.06	71.94
N° 40	0.425	25.45	56.69	50.92	49.08
N° 200	0.075	54.64	111.33	100.00	0.00

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 5.

Tabla 33

Granulometría muestra 5.

TAMIZ N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% que Pasa
N° 4	4.75	8.4	8.4	8.10	91.90
N° 10	2	17.4	25.8	24.89	75.11
N° 40	0.425	28.37	54.17	52.26	47.74
N° 200	0.075	49.48	103.65	100.00	0.00

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

La pérdida de material fino que pasa por el tamiz de malla N.º 200, señala que el suelo presenta una proporción controlada de material granular, carente de limos o arcillas, es decir es un suelo predominantemente grueso y homogéneo en el área de estudio.

7.6. Límites de Atterberg

7.6.1. Límite líquido

Para conocer el límite líquido, la muestra de suelo se prepara hasta tener una consistencia uniforme y se ensaya con el equipo de Casagrande. En cada ensayo se anota el número de golpes que necesita para que se cierre la ranura, considerando intervalos entre 25 a 35, de 20 a 30 y de 15 a 25 golpes. Finalmente, se selecciona una porción representativa de la muestra y se lleva al horno a temperatura estándar de 110 ± 5 °C por 24 horas.

Las Tablas 34 a 38 presentan el peso de la cápsula, el peso de la muestra húmeda, el peso de la muestra seca y el contenido de humedad en porcentaje. Para cada muestra se toman tres cápsulas y así determinar los valores de contenido de humedad para cada número de golpes.

Por otro lado, las Figuras 5 a 9 muestran la relación entre el contenido de humedad y el número de golpes. Mediante la recta generada y el ajuste de una ecuación logarítmica, se determina el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes, valor que representa el límite líquido del suelo.

❖ Resultados muestra 1.

Tabla 34

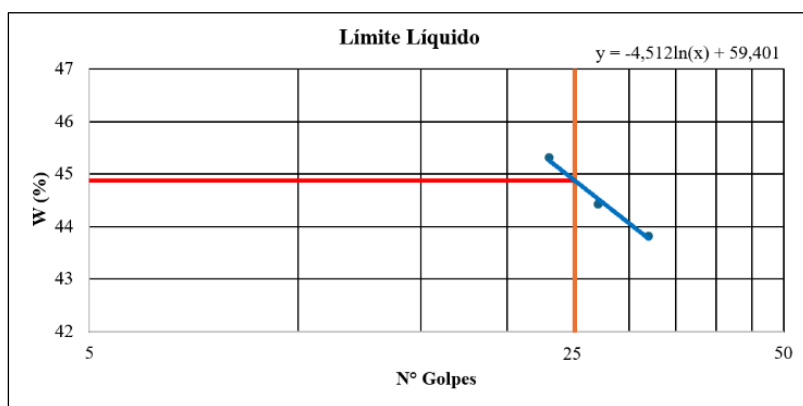
Límite líquido muestra 1.

Nº Golpes	Cápsula Nº	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
32	N1	21.25	34.51	30.47	43.82
27	N2	21.17	35.15	30.85	44.42
23	N3	21.20	35.92	31.33	45.31

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 5

Límite líquido muestra 1.



Nota. Límite Líquido a los 25 golpes. Elaborado por: Los autores.

$$\text{LL} = 44.88$$

❖ Resultados muestra 2.

Tabla 35

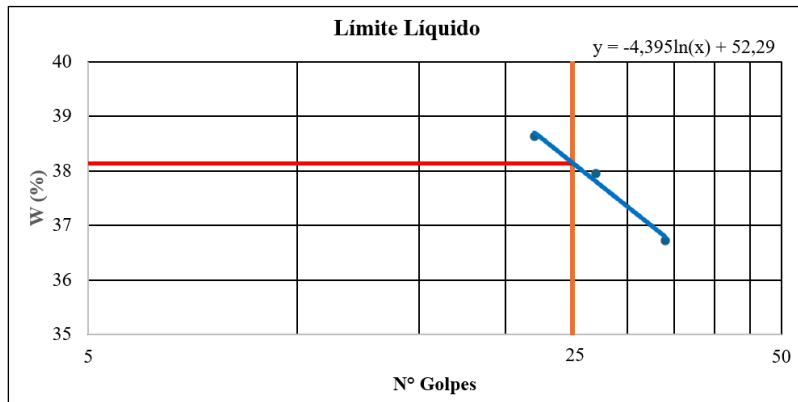
Límite líquido muestra 2.

Nº Golpes	Cápsula Nº	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
34	N1	27.21	40.91	37.23	36.73
27	N2	26.92	40.08	36.46	37.95
22	N3	27.24	39.8	36.3	38.63

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 6

Límite líquido muestra 2.



Nota. Límite Líquido a los 25 golpes. Elaborado por: Los autores.

$$\text{❖ Resultados calicata 3.} \quad \underline{\underline{\text{LL} = 38.14}}$$

Tabla 36

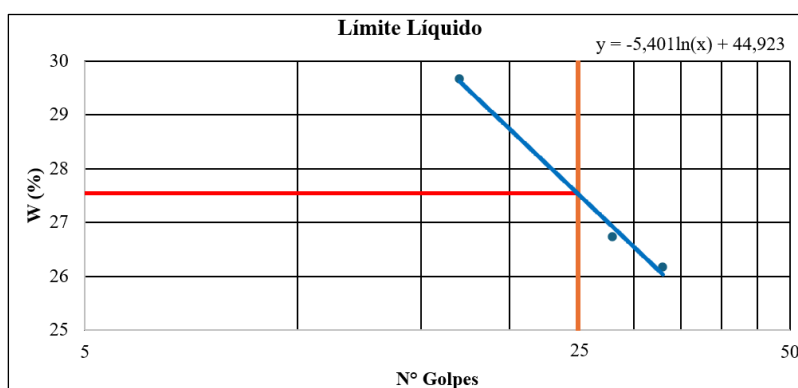
Límite líquido muestra 3.

Nº Golpes	Cápsula Nº	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
33	N1	21.40	38.51	34.96	26.18
28	N2	21.19	35.60	32.56	26.74
17	N3	21.02	35.05	31.84	29.67

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 7

Límite líquido muestra 3.



Nota. Límite Líquido a los 25 golpes. Elaborado por: Los autores.

$$\text{LL} = 27.54$$

❖ Resultados muestra 4.

Tabla 37

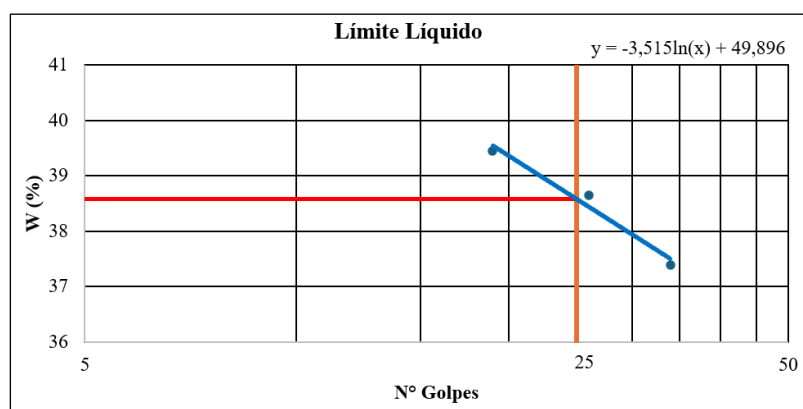
Límite líquido muestra 4.

Nº Golpes	Cápsula Nº	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
34	N1	27.32	41.76	37.83	37.39
26	N2	26.82	36.83	34.04	38.64
19	N3	26.99	38.23	35.05	39.45

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 8

Límite líquido calicata 4.



Nota. Límite Líquido a los 25 golpes. Elaborado por: Los autores.

$$\text{LL} = 38.58$$

❖ Resultados muestra 5.

Tabla 38

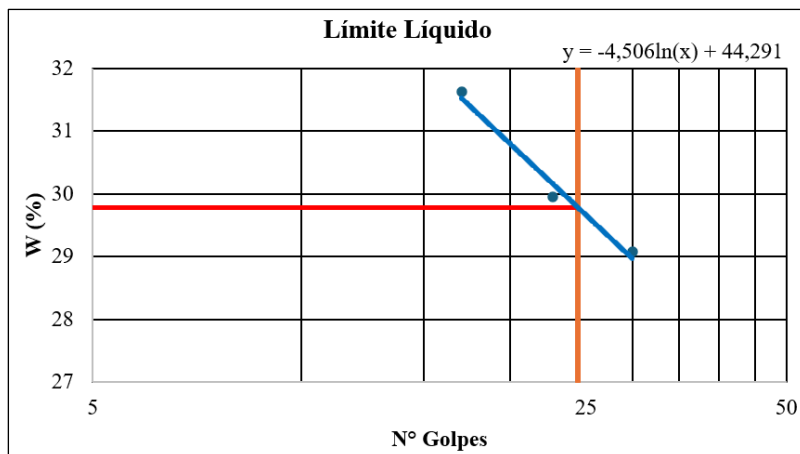
Límite líquido calicata 5.

Nº Golpes	Cápsula Nº	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
30	N1	26.96	40.72	37.62	29.08
23	N2	27.82	45.22	41.21	29.95
17	N3	27.16	43.35	39.46	31.63

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 9

Límite líquido calicata 5.



Nota. Límite Líquido a los 25 golpes. Elaborado por: Los autores.

$$\underline{\underline{\text{LL} = 29.79}}$$

Los valores de límite líquido obtenidos presentan variaciones entre las muestras analizadas, lo que refleja diferencias en el contenido y distribución de partículas finas en los distintos puntos de muestreo.

Las diferencias observadas en los valores de límite líquido indican cambios locales en la capacidad del material para retener humedad, sin representar una modificación significativa en el tipo de suelo predominante.

7.6.2. Límite plástico

Para la determinación del límite plástico, la muestra de suelo se prepara hasta alcanzar una consistencia adecuada para su manipulación y se trabaja sobre una superficie lisa hasta la formación de rollos de aproximadamente 3 mm de diámetro. El contenido de humedad correspondiente a la condición en la que el material presenta fisuración se considera como límite plástico.

A continuación, la Tabla 39 indica el peso de la cápsula, el peso de la muestra húmeda, el peso de la muestra seca y el contenido de humedad en porcentaje, pero para reducir las desviaciones al secar y pesar la muestra, se toman dos cápsulas para cada muestra de suelo y así determinar dos valores de contenido de humedad del límite plástico.

Tabla 39

Límite plástico.

Cápsula N°	Masa Cápsula	Masa Cápsula + M. Húmeda (g)	Masa Cápsula + M. Seca (g)	% Humedad
N1	21.44	25.17	24.24	33.21
N2	21.18	25.39	24.34	33.23
N1	27.75	30.46	29.85	29.05
N2	27.38	30.75	29.99	29.12
N1	21.31	26.28	25.37	22.41
N2	21.39	26.08	25.21	22.77
N1	27.42	33.21	32.02	25.87
N2	26.56	29.11	28.59	25.62
N1	26.49	30.26	29.52	24.42
N2	27.90	30.80	30.23	24.46

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

A partir de estos dos valores de contenido de humedad por cada muestra, la Tabla 40 resume el valor promedio del contenido de humedad para cada muestra.

Tabla 40

Límite plástico promedio.

Muestra	LP (%)
1	33.22
2	29.08
3	22.59
4	25.74
5	24.44

Nota. Tabla del límite plástico promedio de cada muestra. Elaborado por: Los autores.

Los valores de límite plástico obtenidos presentan diferencias entre las muestras analizadas, lo que evidencia variaciones en la capacidad del suelo para deformarse sin

fisuración en los distintos puntos de muestreo. Estas diferencias reflejan cambios locales en la composición del material, propios de suelos naturales.

7.6.3. Índice de plasticidad

El índice de plasticidad se determina a partir de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. La tabla 41 presenta los valores calculados del índice de plasticidad para cada muestra analizada.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP es el índice de plasticidad (%)

LL es el límite líquido (%)

LP es el límite plástico (%)

Tabla 41

Índice de plasticidad.

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	44.88	33.22	11.66
2	38.14	29.08	9.06
3	27.54	22.59	4.94
4	38.58	25.74	12.84
5	29.79	24.44	5.34

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Los valores obtenidos del índice de plasticidad varían entre las calicatas, lo cual muestra que existen diferencias en el comportamiento de los finos en los diferentes puntos de muestreo.

En las calicatas 1 y 4, los valores de índice de plástico son más elevados, lo que indica que el suelo tiene una mayor capacidad para deformarse con cambios en el contenido de humedad. Mientras tanto, las calicatas 3 y 5 tienen los índices más bajos de plasticidad, representando un material más estable y menos sensible a los cambios de humedad.

7.7. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos se realiza mediante dos metodologías, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema AASHTO, los cuales se basan en los ensayos realizados anteriormente. Estos sistemas permiten identificar el tipo de suelo presente en cada calicata y evaluar su comportamiento dentro del proyecto vial.

7.7.1. Método de clasificación SUCS

La clasificación SUCS se determina a partir de los resultados de granulometría y de los límites de plasticidad obtenidos en laboratorio. Con base en estos resultados, se asigna el símbolo correspondiente a cada muestra de suelo analizada.

La Tabla 42 presenta la clasificación SUCS de cada muestra, identificando el tipo de suelo predominante en función de sus características granulométricas y de plasticidad. Dicha clasificación se obtiene a partir del análisis de la distribución granulométrica y de los límites de Atterberg, permitiendo establecer el grupo SUCS correspondiente.

Tabla 42

Resultados de la Clasificación SUCS.

Muestra	% Humedad	Granulometría (% que pasa)				Límites de Atterberg			Clasificación
		4	10	40	200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
1	22.68	87.47	73.61	48.61	0.00	44.88	33.22	11.66	SP
2	23.13	85.07	72.38	52.61	0.00	38.14	29.08	9.06	SP
3	23.39	84.91	65.97	41.45	0.00	27.54	22.59	4.94	SP
4	21.14	85.95	71.94	49.08	0.00	38.58	25.74	12.84	SP
5	21.16	91.90	75.11	47.74	0.00	29.79	24.44	5.34	SP

Nota. Resumen de los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Los resultados de la clasificación SUCS presentados en la tabla indican que todas las muestras analizadas se clasifican como suelo tipo SP, correspondiente a arenas mal graduadas.

En todas las muestras se observa un predominio de partículas arenosas, evidenciado por los altos porcentajes de material que pasan los tamices N.º 4, 10 y 40.

Asimismo, los resultados muestran un 0 % de material pasante por el tamiz N.º 200, lo que indica la ausencia de finos en el suelo analizado.

7.7.2. Método clasificación AASHTO

La clasificación AASHTO se basa en la normativa AASHTO M 145 que considera los resultados obtenidos del análisis granulométrico y de los ensayos de límites de consistencia, lo que permite identificar el tipo de suelo según la denominación establecida por el método, el cual clasifica los materiales en grupos que van desde A-1 hasta A-8.

La Tabla 43 presenta la clasificación AASHTO de cada muestra, identificando el grupo y subgrupo de suelo correspondiente a cada muestra de acuerdo con los criterios establecidos por dicha metodología. Esta clasificación se basa en el análisis de la granulometría y de los índices de plasticidad, permitiendo evaluar el desempeño esperado del suelo como subrasante o como material de soporte dentro de la estructura del pavimento.

Tabla 43

Resultados de la Clasificación método AASHTO.

Calicata	% Humedad	Granulometría (% que pasa)				Límites de Atterberg			Clasificación AASHTO
		4	10	40	200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
1	22.68	87.47	73.61	48.61	0.00	44.88	33.22	11.66	A-2-7 (0)
2	23.13	85.07	72.38	52.61	0.00	38.14	29.08	9.06	A-2-4 (0)
3	23.39	84.91	65.97	41.45	0.00	27.54	22.59	4.94	A-2-4 (0)
4	21.14	85.95	71.94	49.08	0.00	38.58	25.74	12.84	A-2-6 (0)
5	21.16	91.90	75.11	47.74	0.00	29.79	24.44	5.34	A-2-4 (0)

Nota. Resumen de los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Los resultados de la clasificación AASHTO presentados en la tabla muestran que los suelos analizados se agrupan principalmente dentro de las categorías A-2, con subgrupos A-2-4, A-2-6 y A-2-7, indica que los suelos analizados tienen un comportamiento predominante granular con bajo porcentaje de finos materiales.

En todas las calicatas se registra un 0 % de material pasante por el tamiz N.º 200, lo que confirma la ausencia de material fino, característica propia de suelos granulares. Esta condición influye directamente en la asignación de los grupos AASHTO obtenidos y refleja un comportamiento favorable del material frente a condiciones de drenaje y compactación.

Las diferencias observadas entre los subgrupos A-2-4, A-2-6 y A-2-7 se relacionan con las variaciones en los valores de los límites de Atterberg y del índice de plasticidad, los cuales presentan cambios entre las calicatas analizadas.

7.8. Obtención del Californian Bearing Ratio (CBR)

En el presente estudio, el valor del California Bearing Ratio (CBR) se calcula a partir de muestras de suelo representativas que forman parte de las cinco calicatas. Para ello, se toman en cuenta los resultados de la prueba de compactación Proctor, para así obtener la máxima densidad seca y humedad óptima para cada muestra de suelo.

Los valores obtenidos sirven como base para la preparación de las muestras empleadas en el ensayo CBR, garantizando condiciones representativas del material analizado.

Las Tablas 44 a 48 muestra los volúmenes de agua añadida en mililitros y en porcentaje para cada punto de compactación. Además, los valores de masa del suelo húmedo, masa del molde, masa del suelo húmedo compactado y el volumen del molde, con los que se calcula la densidad húmeda del material. También se muestra el peso de la muestra húmeda y seca, el peso de la cápsula y el peso de agua. Con base en estos valores, se obtiene el contenido de humedad promedio para cada punto ensayado, así como la densidad seca correspondiente.

Las Figuras 10 a 14 presenta la relación entre el contenido de humedad y la densidad seca obtenida a partir del ensayo de compactación.

❖ Resultados muestra 1.

Tabla 44

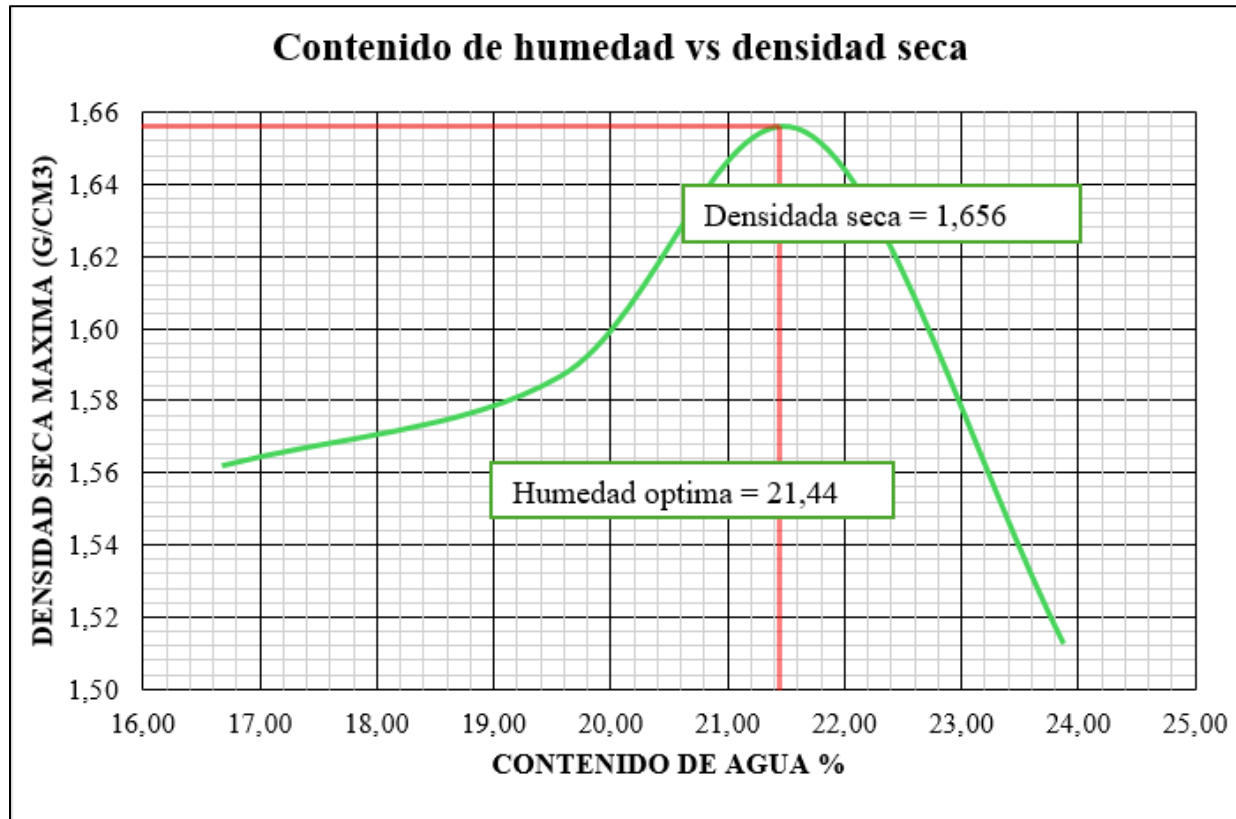
Ensayo de compactación Proctor muestra 1.

Nº. DE CAPAS:	Nº GOLPES/CAPA:	MASA DEL MARTILLO:		ALT. DE CAIDA:	MASA INICIAL DE LA MUESTRA:				
5	25				3000 g				
PUNTO N°:		1	2	3	4				
Agua agregada	ml		60	60	60				
Agua agregada	%	0	2	2	2				
Masa suelo húmedo + molde	A	8050	8120	8228	8098				
Masa del Molde 1	B	6346	6346	6346	6346				
Masa suelo húmedo:	C = A- B	1704	1774	1882	1752				
Volumen del Molde	D	935	935	935	935				
Densidad Húmeda:	E = (C/D)	1.822	1.897	2.013	1.874				
CONTENIDOS DE AGUA									
Cápsula N°:		311	28	14	5	89	77	20	29
Cáp. + Suelo húmedo:	F	100.11	88.57	99.32	101.2	92.02	94,16	90,13	90,92
Cáp. + Suelo seco:	G	89.6	79.91	87.46	89.34	80.14	82,66	78,2	78,81
Masa cápsula:	H	27.86	26.92	27.35	28.28	25.82	29,09	28,5	27,82
Masa del Agua	I = F-G	10.51	8.66	11.86	11.86	11.88	11,5	11,93	12,11
Masa Suelo Seco	J = G-H	61.74	52.99	60.11	61.06	54.32	53,57	49,7	50,99
Contenido de Agua (%)	K=(I/J)	0.170	0.163	0.197	0.194	0.219	0,215	0,240	0,237
Promedio Contenido de Agua	L	0.167		0.196		0.217		0.239	
Densidad Seca:	M = E/((100 + L)/100)	1.562		1.587		1.654		1.513	
RESULTADOS:	DENS. SECA MAXIMA =	1.656	g/cm3			AGUA OPTIMA =	21.44		%

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 10

Contenido de humedad vs densidad seca muestra 1.



Nota. Gráfico con los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 2.

Tabla 45

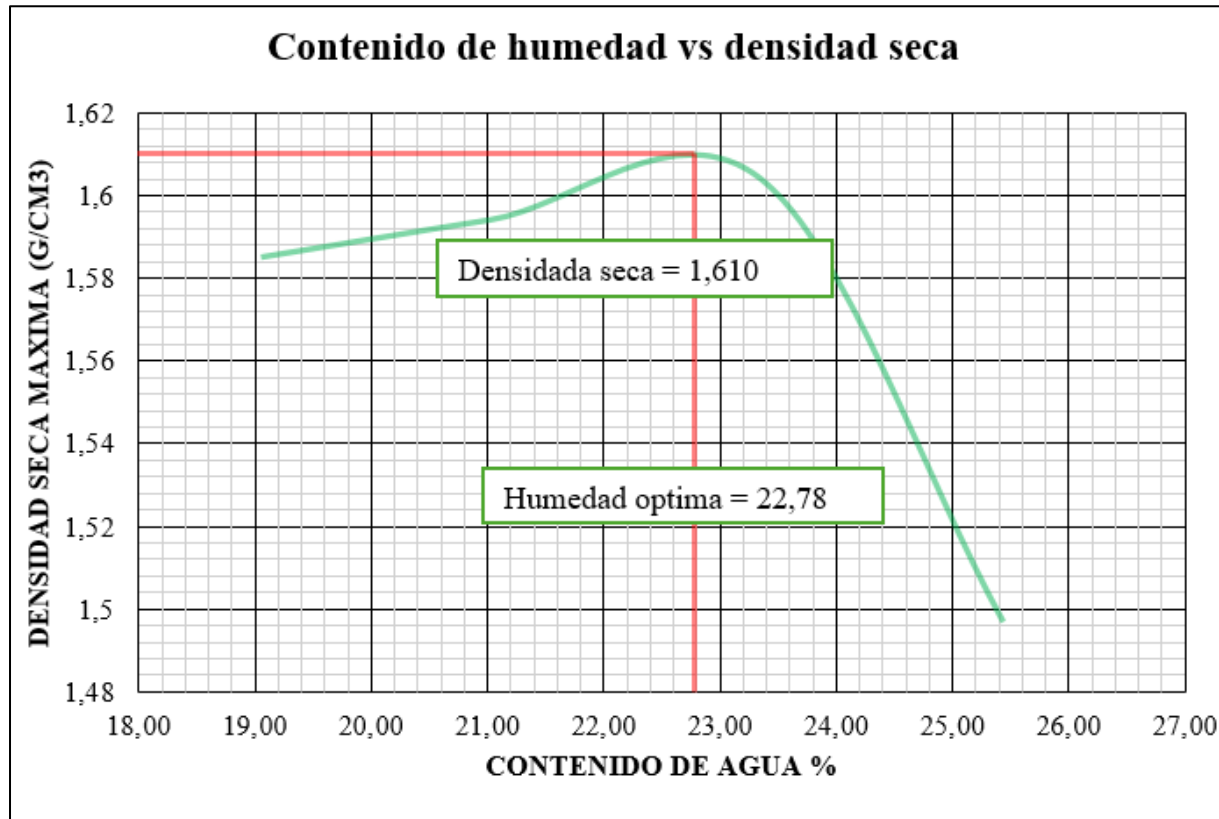
Ensayo de compactación Proctor muestra 2.

Nº. DE CAPAS:	Nº GOLPES/CAPA:	MASA DEL MARTILLO:		ALT. DE CAIDA:	MASA INICIAL DE LA MUESTRA:				
5	25	3000 g							
PUNTO Nº:		1		2		3		4	
Agua agregada	ml			60		60		60	
Agua agregada	%	0		2		2		2	
Masa suelo húmedo + molde	A	8110		8150		8196		8102	
Masa del Molde 1	B	6346		6346		6346		6346	
Masa suelo húmedo:	C = A- B	1764		1804		1850		1756	
Volumen del Molde	D	935		935		935		935	
Densidad Húmeda:	E = (C/D)	1.887		1.929		1.979		1.878	
CONTENIDOS DE AGUA									
Cápsula Nº:		6	41	9	2	34	302	306	25
Cáp. + Suelo húmedo:	F	97.53	75.78	93.41	86.27	105.27	99,08	99,59	79,76
Cáp. + Suelo seco:	G	86.33	68	82.13	76.2	90.73	85,48	85,02	68,55
Masa cápsula:	H	28.4	26.57	28.56	28.23	28.06	27,58	27,72	24,48
Masa del Agua	I = F-G	11.2	7.78	11.28	10.07	14.54	13,6	14,57	11,21
Masa Suelo Seco	J = G-H	57.93	41.43	53.57	47.97	62.67	57,9	57,3	44,07
Contenido de Agua (%)	K=(I/J)	0.193	0.188	0.211	0.210	0.232	0,235	0,254	0,254
Promedio Contenido de Agua	L	0.191		0.210		0.233		0.254	
Densidad Seca:	M = E/((100 + L)/100)	1.585		1.594		1.604		1.497	
RESULTADOS:	DENS. SECA MAXIMA =	1.610	g/cm3			AGUA OPTIMA =	22.78		%

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 11

Contenido de humedad vs densidad seca muestra 2.



Nota. Gráfico con los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 3.

Tabla 46

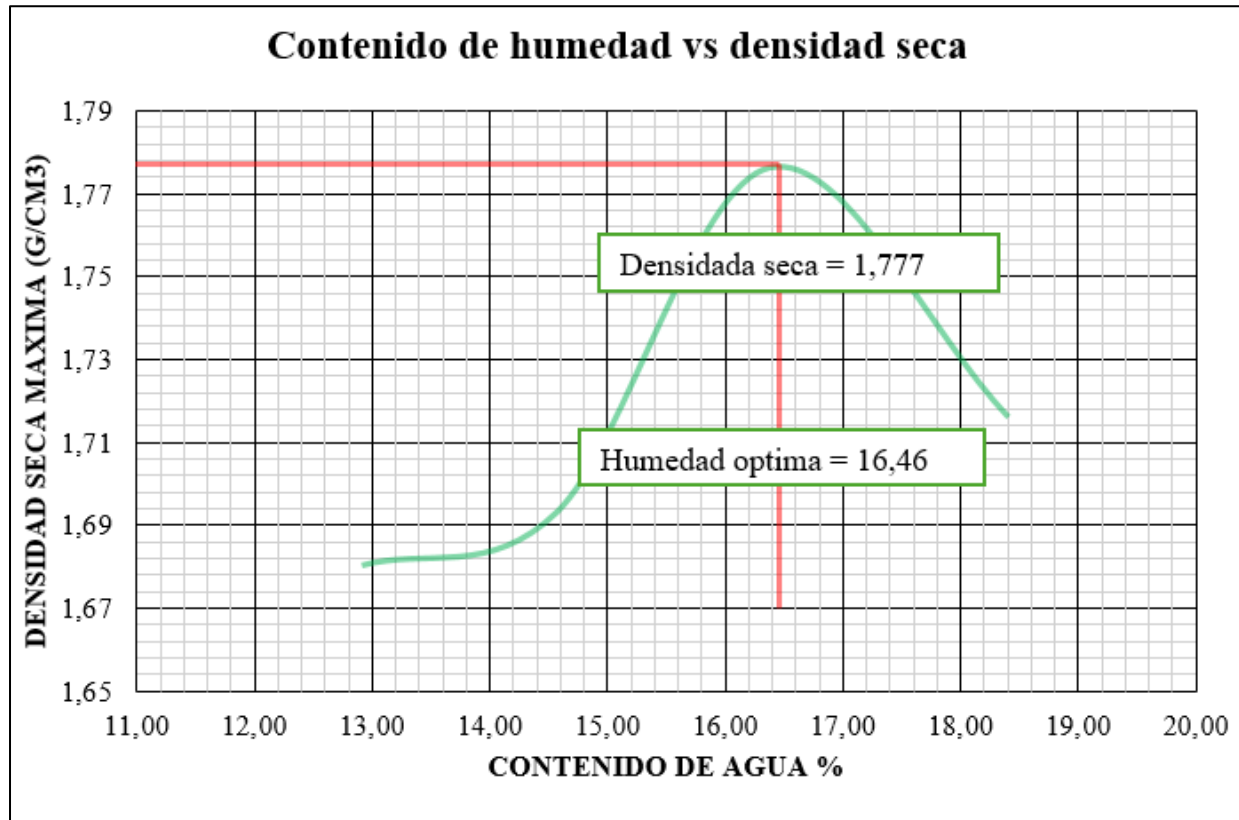
Ensayo de compactación Proctor muestra 3.

Nº. DE CAPAS:	Nº GOLPES/CAPA:	MASA DEL MARTILLO:		ALT. DE CAIDA:	MASA INICIAL DE LA MUESTRA:				
5	25	3000 g							
PUNTO N°:		1	2	3	4				
Agua agregada	ml		60	60	60				
Agua agregada	%	0	2	2	2				
Masa suelo húmedo + molde	A	8120	8160	8279	8246				
Masa del Molde 1	B	6346	6346	6346	6346				
Masa suelo húmedo:	C = A- B	1774	1814	1933	1900				
Volumen del Molde	D	935	935	935	935				
Densidad Húmeda:	E = (C/D)	1.897	1.940	2.067	2.032				
CONTENIDOS DE AGUA									
Cápsula N°:		73	67	318	238	02	25	28	72
Cáp. + Suelo húmedo:	F	83.51	81.87	85.45	83.75	82.93	74,88	88,54	84,61
Cáp. + Suelo seco:	G	77.01	75.62	78.03	76.64	75.17	67,76	79,01	75,85
Masa cápsula:	H	27.31	26.54	27.34	27.6	27.59	24,46	27,81	27,7
Masa del Agua	I = F-G	6.5	6.25	7.42	7.11	7.76	7,12	9,53	8,76
Masa Suelo Seco	J = G-H	49.7	49.08	50.69	49.04	47.58	43,3	51,2	48,15
Contenido de Agua (%)	K=(I/J)	0.131	0.127	0.146	0.145	0.163	0,164	0,186	0,182
Promedio Contenido de Agua	L	0.129		0.146		0.164		0.184	
Densidad Seca:	M = E/((100 + L)/100)	1.680		1.693		1.776		1.716	
RESULTADOS:	DENS. SECA MAXIMA =	1.777	g/cm3		AGUA OPTIMA =	16.46	%		

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 12

Contenido de humedad vs densidad seca muestra 3.



Nota. Gráfico con los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 4.

Tabla 47

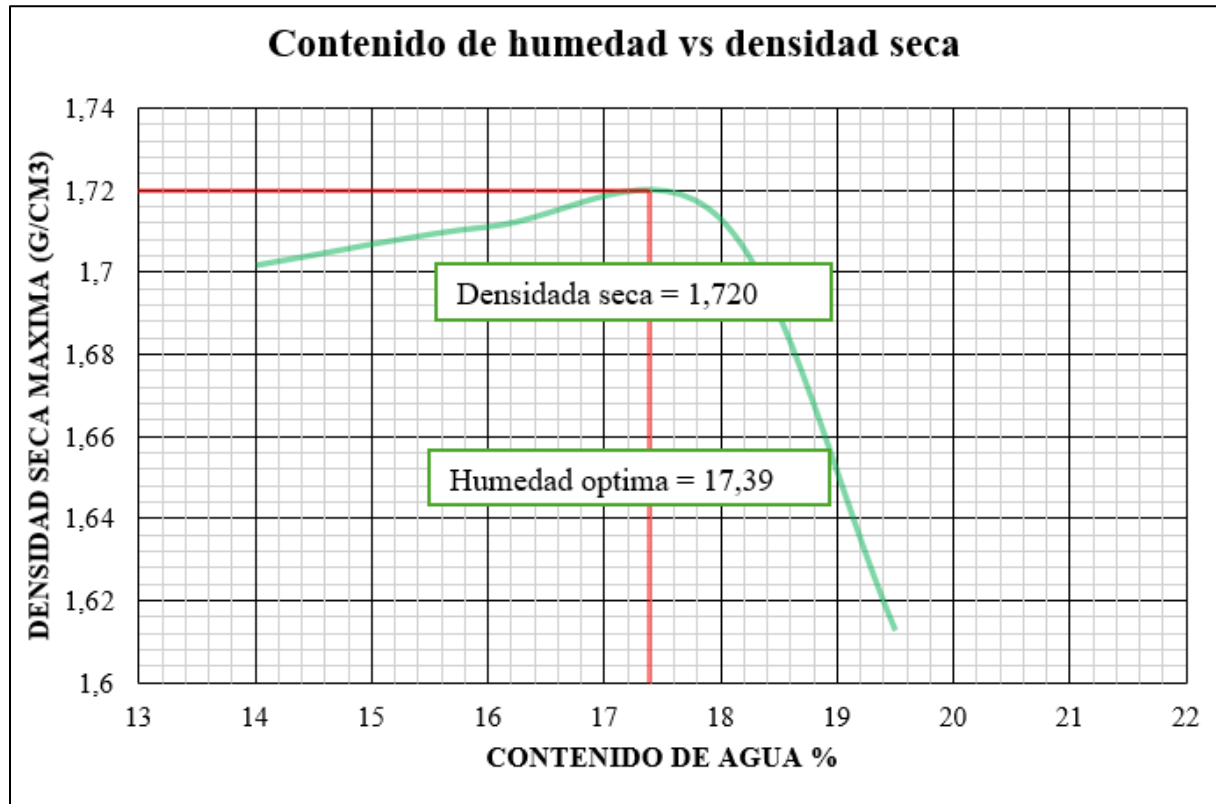
Ensayo de compactación Proctor muestra 4.

Nº. DE CAPAS:	Nº GOLPES/CAPA:	MASA DEL MARTILLO:		ALT. DE CAIDA:	MASA INICIAL DE LA MUESTRA:				
5	25	3000 g							
PUNTO N°:		1	2	3	4				
Agua agregada	ml		60	60	60				
Agua agregada	%	0	2	2	2				
Masa suelo húmedo + molde	A	8160	8202	8236	8148				
Masa del Molde 1	B	6346	6346	6346	6346				
Masa suelo húmedo:	C = A- B	1814	1856	1890	1802				
Volumen del Molde	D	935	935	935	935				
Densidad Húmeda:	E = (C/D)	1.940	1.985	2.021	1.927				
CONTENIDOS DE AGUA									
Cápsula N°:		83	44	2	7	317	588	1015	238
Cáp. + Suelo húmedo:	F	88.15	86.61	82.69	84.91	83.89	81,34	87,37	75,91
Cáp. + Suelo seco:	G	81.18	79.42	75.15	77.15	75.41	73,27	77,45	68,04
Masa cápsula:	H	30	27.7	27.42	28.13	27.84	27,17	27,81	27,59
Masa del Agua	I = F-G	6.97	7.19	7.54	7.76	8.48	8,07	9,92	7,87
Masa Suelo Seco	J = G-H	51.18	51.72	47.73	49.02	47.57	46,1	49,64	40,45
Contenido de Agua (%)	K=(I/J)	0.14	0.14	0.16	0.16	0.18	0,18	0,2	0,19
Promedio Contenido de Agua	L	0.140		0.160		0.180		0.195	
Densidad Seca:	M = E/((100 + L)/100)	1.702		1.711		1.713		1.613	
RESULTADOS:	DENS. SECA MAXIMA =	1.720	g/cm3		AGUA OPTIMA =	17.39		%	

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 13

Contenido de humedad vs densidad seca muestra 4.



Nota. Gráfico con los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 5.

Tabla 48

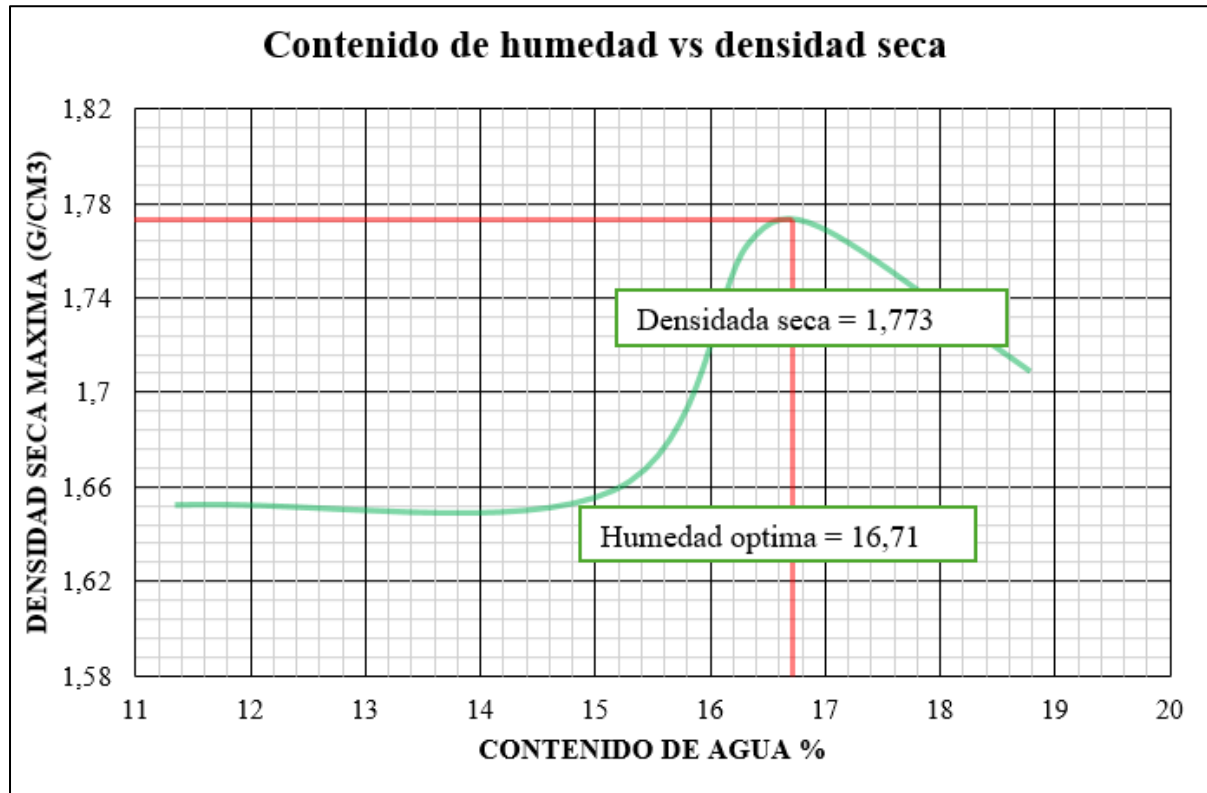
Ensayo de compactación Proctor muestra 5.

Nº. DE CAPAS:	Nº GOLPES/CAPA:	MASA DEL MARTILLO:		ALT. DE CAIDA:	MASA INICIAL DE LA MUESTRA:						
5	25	3000 g									
PUNTO N°:		1	2	3	4	5					
Agua agregada	ml		60	60	60	60					
Agua agregada	%	0	2	2	2	2					
Masa suelo húmedo + molde	A	8062	8134	8264	8280	8246					
Masa del Molde 1	B	6346	6346	6346	6346	6346					
Masa suelo húmedo:	C = A- B	1716	1788	1918	1934	1900					
Volumen del Molde	D	935	935	935	935	935					
Densidad Húmeda:	E = (C/D)	1.84	1.91	2.05	2.07	2.03					
CONTENIDOS DE AGUA											
Cápsula N°:		65	76	243	36	247	30	500	58	63	84
Cáp. + Suelo húmedo:	F	92.46	89.85	86.34	83.16	84.66	86.94	89,2	95,99	81,99	82,86
Cáp. + Suelo seco:	G	85.75	83.8	79.73	74.69	79.34	76.15	80	86,34	73,46	74,07
Masa cápsula:	H	27.76	29.39	26.9	27.12	28.77	27.4	26,99	28,03	27,33	28,02
Masa del Agua	I = F-G	6.71	6.05	6.61	8.47	5.32	10.79	9,2	9,65	8,53	8,79
Masa Suelo Seco	J = G-H	57.99	54.41	52.83	47.57	50.57	48.75	53,01	58,31	46,13	46,05
Contenido de Agua (%)	K=(I/J)	0.116	0.111	0.125	0.178	0.105	0.221	0,174	0,165	0,185	0,191
Promedio Contenido de Agua	L	0.113		0.152		0.163		0.170		0.188	
Densidad Seca:	M = E/((100 + L)/100)	1.653		1.659		1.762		1.770		1.709	
RESULTADOS:	DENS. SECA MAXIMA =	1.773	g/cm3			AGUA OPTIMA =			16.71	%	

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Figura 14

Contenido de humedad vs densidad seca muestra 5.



Nota. Gráfico con los resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

La curva de compactación muestra como la densidad seca del suelo aumenta con el incremento del contenido de humedad, hasta alcanzar un valor máximo. Mediante la curva generada y una ecuación cuadrática se obtiene la densidad seca máxima y la humedad óptima del suelo.

El ensayo de CBR permite evaluar la resistencia del suelo frente a esfuerzos de penetración, bajo condiciones controladas de densidad seca y contenido de humedad.

El ensayo consiste en preparar una muestra representativa de suelo con una masa aproximada de 15 kg, a la cual se le añade la cantidad de agua calculada en función de la humedad óptima obtenida previamente del Proctor.

Posteriormente, la muestra se compacta en un molde normalizado, aplicando 5 capas de 56 golpes por capa. Una vez concluida la compactación, se registra la masa de la briqueta y se procede a su inmersión en agua, instalando el dispositivo de medición de expansión con el fin de controlar el esponjamiento durante el período de saturación.

Durante los cuatro días de inmersión, se realizan lecturas periódicas de esponjamiento hasta que se estabilice. Finalizado este período, las briquetas se extraen del agua, se pesan nuevamente y se someten al ensayo de penetración mediante un pistón estándar, registrando la carga necesaria para alcanzar determinadas profundidades de penetración. El mismo procedimiento se aplica para diferentes niveles de energía de compactación, con 25 y 10 golpes por capa.

Las Tablas 49 a 53 de presenta los resultados obtenidos del ensayo de Capacidad Portante del Suelo, evaluados para penetraciones de 0,1" y 0,2", correspondientes a los valores normalizados del método. Para cada nivel de energía de compactación, representado por el número de golpes por capa (56, 25 y 10 golpes), se incluyen los valores de presión aplicada, el índice CBR expresado en porcentaje y la densidad seca alcanzada durante la compactación de las briquetas.

En el caso del CBR a 0,1", la tabla muestra la presión registrada a dicha profundidad de penetración, así como el valor del CBR calculado en función de la carga aplicada y la densidad seca correspondiente a cada nivel de compactación. De manera similar, para el CBR a 0,2", se presentan los valores de presión corregida, el índice CBR asociado y la densidad seca del suelo compactado.

❖ Resultados muestra 1.

Tabla 49

Valores corregidos de CBR muestra 1.

VALORES CORREGIDOS			
C.B.R.-0,1"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	190	18.96	1.65
25	133	13.27	1.45
10	46	4.57	1.29
C.B.R.-0,2"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	374	24.91	1.65
25	246	16.43	1.45
10	69	4.61	1.29

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 2.

Tabla 50

Valores corregidos de CBR muestra 2.

VALORES CORREGIDOS			
C.B.R.-0,1"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	347	34.69	1.58
25	223	22.30	1.39
10	119	11.93	1.26
C.B.R.-0,2"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	554	36.96	1.58
25	370	24.69	1.39
10	153	10.18	1.26

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 3.

Tabla 51

Valores corregidos de CBR muestra 3.

VALORES CORREGIDOS			
C.B.R.-0,1"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	354	35.36	1.76
25	216	21.64	1.71
10	139	13.94	1.56
C.B.R.-0,2"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	611	40.75	1.76
25	384	25.58	1.71
10	176	11.75	1.56

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 4.

Tabla 52

Valores corregidos de CBR muestra 4.

VALORES CORREGIDOS			
C.B.R.-0,1"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	297	29.67	1.71
25	216	21.64	1.58
10	96	9.59	1.46
C.B.R.-0,2"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	534	35.62	1.71
25	337	22.46	1.58
10	139	9.29	1.46

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

❖ Resultados muestra 5.

Tabla 53

Valores corregidos de CBR muestra 5.

VALORES CORREGIDOS			
C.B.R.-0,1"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	802	80.20	1.73
25	267	26.66	1.60
10	96	9.59	1.44
C.B.R.-0,2"			
Nº Golpes	Presión	CBR (%)	Densidad Seca
56	1448	96.53	1.73
25	364	24.24	1.60
10	123	8.18	1.44

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Las muestras 2, 3, 4 y 5 evidencian valores de CBR similares, lo que indica que corresponden a un material con características geotécnicas comparables.

Por otro lado, la muestra 1 presenta resultados diferenciados, tanto en los parámetros de compactación como en los valores de CBR, lo que puede atribuirse a variaciones locales del suelo, tales como cambios en la granulometría, mayor contenido de finos, presencia de humedad natural distinta o alteraciones en la estructura del material.

En la Tabla 54 se muestra el CBR de diseño el cual se selecciona tomando el menor valor entre los obtenidos a las penetraciones de 0,1" y 0,2", debido a que representa la condición más desfavorable y conservadora del comportamiento del suelo frente a pequeñas deformaciones. Este criterio permite evitar la sobreestimación de la capacidad portante de la subrasante y garantiza un diseño estructural más seguro. Asimismo, el valor adoptado corresponde a un CBR al 95 %, condición que simula el estado real del suelo compactado en obra conforme a las especificaciones técnicas vigentes.

Tabla 54

Resumen del CBR de cada muestra.

RESUMEN CBR	
Muestra	CBR 95 %
1	13.27
2	22.30
3	21.64
4	20.97
5	24.24

Nota. Tabla de resultados obtenidos en laboratorio. Elaborado por: Los autores.

Los resultados del ensayo CBR indican que las muestras analizadas presentan, en su mayoría, una capacidad portante adecuada para su aplicación en proyectos viales.

Para la determinación del CBR de diseño de la subrasante, el Instituto Americano del Asfalto recomienda adoptar un valor representativo considerando el nivel de tránsito proyectado de la vía.

En la Tabla 55 se presenta el criterio establecido por el Instituto Americano del Asfalto para la selección del valor de diseño de la subrasante, expresado como percentil del CBR, en función del ESAL'S.

Tabla 55

Percentil para CBR de diseño según su ESAL'S.

NIVEL DE TRANSITO	VALOR PERCENTIL DE DISEÑO SUB-RASANTE %
Menor de 10000	60
Entre 10000 -1000000	75
Mayor a 1000000	87.5

Nota. Valor de percentil para el CBR de diseño. Fuente: Instituto Americano del Asfalto.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el estudio de tránsito, el ESAL'S obtenido es 893551.627, valor que ubica al proyecto dentro del rango de vías con tránsito entre 10000 y

10000000. Por lo tanto, se adopta un percentil del 75 % para la determinación del CBR de diseño de la subrasante.

En la Tabla 56 se presentan los valores de CBR al 95 % de compactación obtenidos para las cinco muestras de suelo analizadas, ordenados con el fin de aplicar el criterio estadístico del percentil 75 %.

Tabla 56

Resumen CBR de diseño con percentil de 75 según su ESAL'S.

PERCENTIL 75 %	
Muestra	CBR 95 %
1	13.27
2	22.30
3	21.64
4	20.97
5	24.24
CBR DISEÑO	22

Nota. El CBR de diseño es de 22% con un percentil del 75%. Elaborado por: Los autores

El valor obtenido del CBR de diseño, correspondiente al 22 %, permite garantizar un diseño estructural del pavimento seguro y económicamente eficiente.

A continuación, en la Tabla 57 se presenta la clasificación del suelo en función del CBR expresado en porcentaje.

Tabla 57

Clasificación de suelos CBR.

CBR %	CLASIFICACIÓN
0 a 5	Subrasante Muy Mala
5 a 10	Subrasante Mala
10 a 20	Subrasante Regular a Buena
20 a 30	Subrasante Muy Buena
30 a 50	Sub-Base Buena
50 a 80	Base Buena
80 a 100	Base Muy Buena

Nota. Se observa la clasificación del suelo en base al resultado del CBR. Fuente: AASHTO (1993).

A partir de los resultados obtenidos del CBR de diseño, se determina que el valor se encuentra dentro del rango comprendido entre 20 % y 30 %, lo cual permite clasificar al suelo como una subrasante de muy buena calidad a lo largo del tramo vial.

7.9. Diseño del pavimento

El diseño del pavimento se realizó a partir de las condiciones reales de la vía, considerando el nivel de tránsito de diseño, las características geotécnicas de la subrasante, las condiciones climáticas del lugar y los criterios técnicos establecidos en la normativa vigente.

El propósito del diseño es determinar una sección de pavimento que proporcione un comportamiento satisfactorio bajo la carga del tránsito durante su vida útil, garantizando seguridad y durabilidad.

7.9.1. Método de diseño

El diseño estructural del pavimento se lleva a cabo mediante el método AASHTO 1993, el cual permite dimensionar el espesor de las capas del pavimento en función del tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes, la capacidad portante de la subrasante representada por el valor de CBR, y los parámetros de confiabilidad, variabilidad y pérdida de serviciabilidad establecidos para el tipo de vía analizada.

7.9.2. Tipo de pavimento

Para el presente proyecto se adopta un pavimento flexible, debido a su adecuada capacidad para adaptarse a las condiciones de tránsito proyectadas y a las características geotécnicas de la subrasante del tramo vial en estudio. Este tipo de pavimento presenta un comportamiento favorable frente a deformaciones, permite una distribución progresiva de las cargas hacia la subrasante y facilita las actividades de mantenimiento y rehabilitación durante su vida útil.

La estructura del pavimento flexible propuesta está conformada por una carpeta asfáltica, una capa base y una capa subbase, las cuales son dimensionadas mediante el método AASHTO 1993, en función del tránsito de diseño y el Número Estructural requerido, garantizando un desempeño estructural adecuado y condiciones óptimas de serviciabilidad para la vía.

7.9.3. Coeficiente de drenaje

Para el coeficiente de drenaje, se utilizaron los datos climáticos proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). En este caso, se utilizó la información proporcionada por la estación climática ubicada en Izobamba.

En la Tabla 58 se presenta la precipitación anual registrada por la estación meteorológica de Izobamba. A partir de estos registros se calculó el porcentaje de saturación para cada mes del año, basado en estas precipitaciones mensuales.

Tabla 58

Porcentaje de saturación.

Mes	Precipitación (mm)	% de saturación
Enero	43.7	3.76%
Febrero	230.5	19.86%
Marzo	128.1	11.04%
Abril	101.9	8.78%
Mayo	239	20.59%
Junio	9.8	0.84%
Julio	8.3	0.72%
Agosto	43.5	3.75%
Septiembre	38.9	3.35%
Octubre	191.5	16.50%
Noviembre	45.9	3.95%
Diciembre	79.6	6.86%
Total	1160.7	

Nota. Se observa el porcentaje de saturación en función de la precipitación mensual. Elaborado por: Los autores

El análisis del porcentaje de saturación mensual permite identificar los períodos en los que las capas granulares del pavimento pueden permanecer expuestas a condiciones de humedad elevadas, lo cual influye directamente en su comportamiento estructural. Para el caso de estudio se toma el porcentaje de saturación del mes de mayo debido a que es el mes donde más llueve durante el año.

En la Tabla 59 se indican los tiempos de drenaje recomendados por la AASHTO 1993. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa de base hasta un grado de saturación del 50 % y también para un 85% de saturación.

Tabla 59

Tiempo de eliminación del agua.

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	Mas de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	Mucho más de 10 horas

Nota. Se observa la calidad del drenaje en función del grado de saturación. Fuente: AASHTO (1993).

De acuerdo con la tabla de calidad de drenaje, considerando el porcentaje de saturación del 21 % obtenido y al tratarse de una vía de clase II, se requiere que la estructura del pavimento cuente con tiempos de drenaje cortos. Por lo tanto, se determinó que la calidad del drenaje del tramo vial en estudio corresponde a la categoría bueno.

A continuación, en la Tabla 60 se presenta los coeficientes de drenaje recomendados por la AASHTO 93. Estos coeficientes están en función de la calidad del drenaje y porcentaje de saturación.

Tabla 60*Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles.*

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.2
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.8
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.6
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.4

Nota. Se observa los coeficientes de drenaje en función de la calidad del drenaje y del grado de saturación. Fuente: AASHTO (1993).

Para el cálculo estructural del pavimento flexible se adoptaron los coeficientes de drenaje de las capas granulares, considerando valores de $m_2 = 1,10$ para la capa base y $m_3 = 1,05$ para la capa subbase. Estos coeficientes fueron seleccionados en función de la calidad del drenaje y del porcentaje de saturación del 21 %, el cual representa el tiempo durante el cual la estructura del pavimento puede estar expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación.

7.9.4. Índice de serviciabilidad

La normativa AASHTO 1993 establece valores del índice de serviciabilidad inicial según el tipo de pavimento. En el caso del pavimento flexible el índice de serviciabilidad inicial es de 4,2 mientras que para pavimentos rígidos es de 4,5.

Por otro lado, el índice de serviciabilidad final se determina de acuerdo con la clasificación de la vía. Según la normativa AASHTO 1993 para las carreteras principales se recomienda un valor de 2,5 y para carreteras secundarias de bajo tránsito es 2,0. El presente proyecto corresponde a una carretera de clase II de mediano tránsito, por lo cual se utiliza un índice de serviciabilidad final de 2,0.

Para un pavimento flexible la pérdida del índice de serviciabilidad se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

$$\Delta PSI = 4.2 - 2$$

$$\Delta PSI = 2.2$$

7.9.5. Confiabilidad y desviación normal estándar

En el presente proyecto, el nivel de confiabilidad se selecciona en función de la clasificación funcional de la vía y de su importancia dentro de la red vial. Al tratarse de una vía de orden II, se adopta un nivel de confiabilidad acorde con las recomendaciones establecidas por la AASHTO 1993 para este tipo de carreteras, asegurando un diseño estructural adecuado y técnicamente consistente.

A continuación, en la Tabla 61 se presenta los niveles de confiabilidad recomendados para los diferentes tipos de vía considerando la zona en la que se encuentra el proyecto.

Tabla 61

Valores del nivel de confiabilidad (R).

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Nota. Se observa el nivel de confianza para cada tipo de camino dependiendo de la zona del proyecto. Fuente: AASHTO (1993).

Se adopta un nivel de confiabilidad del 80 %, debido a que la vía correspondiente al proyecto se clasifica como una vía colectoras.

Para el diseño del pavimento flexible del presente proyecto, el valor de la desviación normal estándar se selecciona a partir de los rangos establecidos por la AASHTO 1993, en concordancia con el nivel de confiabilidad adoptado de $R = 80 \%$. La determinación de este

valor se realiza mediante la Tabla 62, la cual relaciona directamente la desviación estándar con el nivel de confiabilidad seleccionado.

Tabla 62

Valores de desviación normal estándar Zr.

Confiabilidad R, %	Desviación normal estándar Zr
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Nota. Se observa los valores de Zr en función de su confiabilidad. Fuente: AASHTO (1993).

Con un nivel de confiabilidad del 80 %, se adopta el valor del factor desviación normal estándar $Z_r = -0,841$, conforme a los criterios establecidos por el método AASHTO 1993.

7.9.6. Desviación estándar (So)

Para el diseño estructural del pavimento flexible se adopta la desviación estándar (So) dentro de los rangos recomendados por la AASHTO 1993, los cuales consideran la variabilidad asociada al tránsito, a los materiales y al proceso constructivo. En el caso de pavimentos flexibles, la normativa establece valores comprendidos entre 0,40 y 0,50, rango que resulta representativo para proyectos de este tipo.

Para la desviación estándar se adoptará un valor intermedio que será de 0,45.

7.9.7. Módulo resiliente de la subrasante

El módulo resiliente de la subrasante se establece en función del CBR de diseño y se utiliza como parámetro de entrada en la ecuación de diseño AASHTO 1993, permitiendo caracterizar la capacidad portante del suelo que soporta la estructura del pavimento.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, la subrasante tiene un CBR de diseño igual a 22 %.

El valor de soporte de la subrasante CBR (en %) y el módulo resiliente se relacionan mediante la fórmula empírica propuesta por la AASHTO:

$$MR = 1500 \cdot (CBR), \text{ con MR en psi, CBR en \%}.$$

La fórmula da valores del módulo confiables para $CBR \leq 7\%$. Para valores mayores, se empleó la siguiente expresión propuesta por Montejo en su libro Ingeniería de Pavimentos para Carreteras:

$$MR = 4326 \cdot \ln(CBR) + 241, \text{ con MR en psi, CBR en \%}.$$

$$MR = 4326 \cdot \ln(22) + 241$$

$$MR = 13613 \text{ Psi}$$

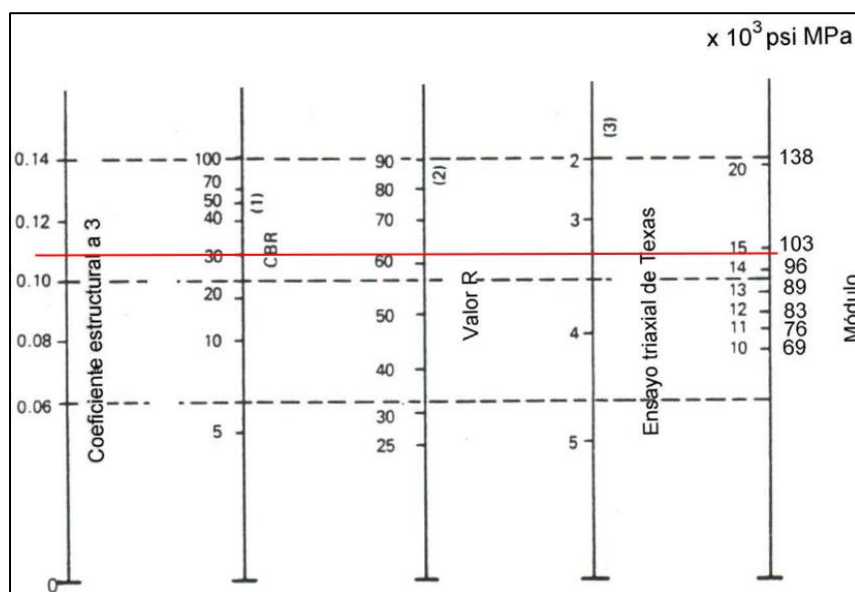
7.9.8. Módulo resiliente y coeficiente estructural (a_3) para Sub-Base.

La selección del material para la capa de subbase se realiza conforme a los criterios establecidos en la normativa MOP-001-F-2002, la cual define los requisitos mínimos que deben cumplir los materiales granulares destinados a esta función.

El valor adoptado de acuerdo con los requisitos de la normativa MOP-001-F-2002 es de un CBR de 30 %. Mediante el uso del ábaco recomendado por la AASHTO 1993 se obtiene el módulo resiliente. A partir de este valor, se define el coeficiente estructural a_3 , el cual representa la contribución estructural de la subbase dentro de la estructura del pavimento flexible.

Figura 15

Abaco para determinar del coeficiente a_3 y el módulo de resiliente.



Nota. Se observa la línea roja que ayuda a determinar el módulo resiliente y el coeficiente estructural a_3 de la Sub-Base con un CBR de 30%. Fuente: AASHTO (1993).

A partir del ábaco y con el valor de CBR del 30 % adoptado para el material de la subbase, se determina un módulo resiliente aproximado de 14900 psi y un coeficiente estructural $a_3 = 0.108$.

7.9.9. Módulo resiliente y coeficiente estructural (a_2) para la Base.

Las condiciones técnicas que debe cumplir un material para su uso como capa base se establecen en la normativa MOP-001-F-2002, la cual fija los límites de calidad necesarios para garantizar un adecuado desempeño estructural dentro del pavimento flexible.

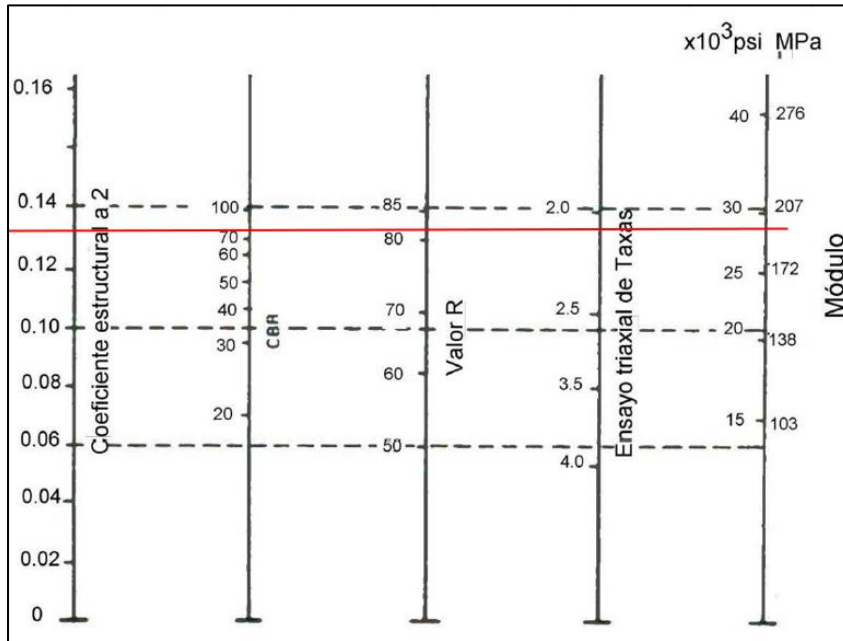
El valor adoptado de acuerdo con los requisitos de la normativa MOP-001-F-2002 es de un CBR de 80 % ya que asegura una elevada capacidad portante y una adecuada distribución de esfuerzos hacia las capas inferiores del pavimento.

Para la determinación del módulo resiliente de la capa base, se emplea el ábaco recomendado por la AASHTO 1993. El valor del módulo resiliente obtenido a partir de este

procedimiento permite definir el coeficiente estructural a_2 , el cual representa la contribución estructural de la capa base dentro del diseño del pavimento flexible.

Figura 16

Abaco para determinar del coeficiente a_2 y el módulo de resiliente.



Nota. Se observa la línea roja que ayuda a determinar el módulo resiliente y el coeficiente estructural a_2 de la Base con un CBR de 80%. Fuente: AASHTO (1993).

A partir del ábaco y con el valor de CBR del 80 % adoptado para el material de la base, se determina un módulo resiliente aproximado de 28000 psi y un coeficiente estructural $a_2 = 0.13$.

7.9.10. Módulo resiliente y coeficiente estructural (a_1) para carpeta asfáltica.

El módulo resiliente para la carpeta asfáltica se elige en función de las propiedades del material asfáltico y las condiciones de servicio de la carretera. En el caso de las carpetas asfálticas la norma MOP-001-F-2002, recomienda que la carpeta asfáltica debe poseer buen desempeño en adherencia y resistencia al deslizamiento. Además, debe tener una suficiente resistencia al desgaste y la fisuración.

En la MOP - 001 - 2002 F, la clasificación del tránsito se establece en función de la Intensidad Media Diaria de Vehículos Pesados (IMDP) correspondiente al carril de diseño, que considera solamente vehículos de carga pesada y omite automóviles, camionetas y tractores sin remolque.

Para el presente proyecto, la IMDP es de 77 vehículos pesados por día, valor que es determinante para establecer el nivel de tráfico de acuerdo con la Tabla 63:

Tabla 63

Valores de IMDP para tráfico pesado.

TRAFICO	IMDP
Liviano	Menos de 50
Medio	50 a 200
Pesado	200 a 1000
Muy pesado	Más de 1000

Nota. Se observa el nivel de tráfico en función del IMDP. Fuente: MOP – 001 – F (2002).

Según el valor de la intensidad media diaria de vehículos pesados, el tránsito se clasifica como tráfico medio porque se encuentra dentro del margen de 50 a 200 vehículos pesados diarios.

La normativa MOP-001-F-2002 establece los requisitos técnicos que debe cumplir la carpeta asfáltica, los cuales se definen principalmente en función del flujo de vehículos pesados que circulan por la vía.

A continuación, de la Tabla 64 de los criterios Marshall, el parámetro que se necesita para el presente proyecto es la estabilidad Marshall, expresada en libras. Este valor representa la capacidad de la mezcla asfáltica para resistir las cargas inducidas por el tránsito sin presentar deformaciones excesivas, condición indispensable para garantizar un desempeño estructural adecuado de la carpeta asfáltica.

Tabla 64*Características técnicas de la carpeta asfáltica.*

TIPO DE TRAFICO	Muy Pesado		Pesado		Medio		Liviano	
CRITERIOS MARSHALL	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
No. De Golpes/Cara	75		75		50		50	
Estabilidad (libras)	2200	-	1800	-	1200	-	1000	2400
Flujo (pulgada/ 100)	8	14	8	14	8	16	8	16
% de vacíos en mezcla								
- Capa de Rodadura	3	5	3	5	3	5	3	5
- Capa Intermedia	3	8	3	8	3	8	3	8
- Capa de Base	3	9	3	9	3	9	3	9
% Vacíos agregados	VER TABLA 405-5.5							
Relación filler/betún	0.8	1.2	0.8	1.2				
% Estabilidad retenida luego 7 días en agua temperatura ambiente								
- Capa de Rodadura	70	-	70	-				
- Intermedia o base	60	-	60	-				

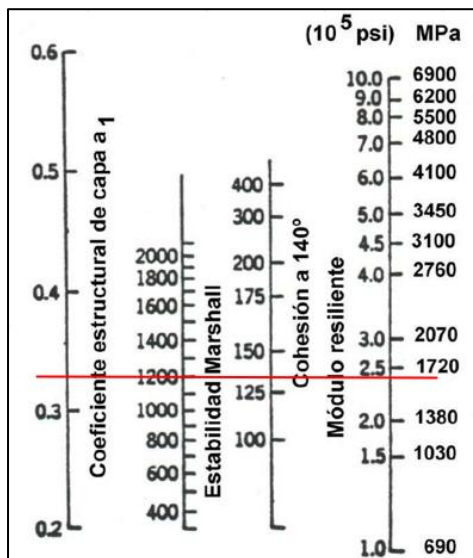
Nota. Se observa las características que debe tener la carpeta asfáltica en función del tipo de tráfico. Fuente: MOP – 001 – F (2002).

Para el caso de tráfico medio, la normativa establece que la estabilidad Marshall mínima requerida es de 1200 libras, valor que se adopta como referencia de diseño para la selección y evaluación de la mezcla asfáltica propuesta. Los demás parámetros contemplados en la tabla no intervienen directamente en el análisis estructural desarrollado, por lo que no se consideran en el presente apartado.

A partir del valor de estabilidad Marshall y mediante el empleo del ábaco propuesto por la AASHTO 1993 se determina el módulo y el coeficiente estructural a_1 , el cual representa la mayor contribución estructural dentro de la estructura del pavimento flexible.

Figura 17

Abaco para determinar del coeficiente a_1 y el módulo de resiliente.



Nota. Se observa la línea roja que ayuda a determinar el módulo resiliente y el coeficiente estructural a_2 de la carpeta asfáltica con la estabilidad Marshall 1200. Fuente: AASHTO (1993).

A partir del ábaco y con el valor de la estabilidad Marshall 1200 libras adoptado para la carpeta asfáltica, se determina un módulo resiliente aproximado de 240000 psi y un coeficiente estructural $a_1 = 0.34$.

7.9.11. Cálculo del número estructural

Para el presente proyecto, el cálculo del Número Estructural se realiza conforme al método AASHTO 1993, incorporando los parámetros previamente definidos, tales como el tránsito de diseño ESAL'S, el nivel de confiabilidad, la desviación estándar, la pérdida admisible de serviciabilidad (ΔPSI), el módulo resiliente de la subrasante y los coeficientes de drenaje de las capas granulares.

A continuación, se presenta la ecuación para determinar el número estructural, según la AASHTO 1993:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_O + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} M_R - 8.07$$

Dónde:

W18 es el número de ejes equivalentes para el periodo de diseño seleccionado (ESAL).

ZR es la desviación estándar normal.

So es la desviación estándar.

ΔPSI es la diferencia entre índice de servicio inicial y final.

MR es el módulo resiliente (Psi).

SN es el número estructural.

En las Tablas 65 a 68 se presentan los resultados del cálculo del Número Estructural (SN) de la estructura del pavimento flexible, correspondiente al período de diseño del proyecto, conforme a la metodología establecida en la AASHTO 1993.

Las tablas incluyen los principales parámetros de diseño, tales como el tránsito acumulado expresado en ejes equivalentes (W18), el nivel de confiabilidad representado mediante el valor estadístico Zr, la desviación estándar global (So), la pérdida admisible de serviciabilidad (ΔPSI) y el módulo resiliente (Mr).

Asimismo, se presentan los valores del miembro izquierdo y miembro derecho de la ecuación de diseño, el cual permite verificar la consistencia del cálculo realizado. La mínima diferencia entre ambos miembros confirma que el Número Estructural adoptado satisface la ecuación de diseño, garantizando la validez del procedimiento empleado.

❖ **Cálculo del número estructural total requerido (año 2040).**

En el cálculo del Número Estructural total requerido se utiliza el módulo resiliente correspondiente a la subrasante, debido a que esta capa constituye el elemento de soporte fundamental de toda la estructura del pavimento y condiciona directamente la capacidad portante global del sistema.

Tabla 65

Número estructural total requerido (año 2040).

W18	ZR	So	Δ PSI	MR (psi)	SN	Miembro izq. (log W18)	Miembro dere.	Diferencia
893551.63	-0.841	0.45	2.2	13613	2.46	5.95	5.95	0.00

Nota. Tabla para determinar el número estructural requerido. Elaborado por: Los autores.

Del análisis de los resultados se obtiene un Número Estructural requerido $SN = 2.46$, valor que representa la capacidad estructural mínima que debe aportar el conjunto de capas del pavimento (carpeta asfáltica, base y subbase) para soportar el tránsito proyectado.

❖ **Cálculo del número estructural para la carpeta asfáltica.**

En el cálculo del Número Estructural correspondiente a la carpeta asfáltica se utiliza el módulo resiliente de la base, debido a que esta capa actúa como el principal soporte inmediato de la mezcla asfáltica y condiciona directamente la forma en que las cargas de tránsito se transmiten y distribuyen hacia las capas inferiores de la estructura del pavimento.

Tabla 66

Número estructural para la capa asfáltica.

W18	ZR	So	Δ PSI	MR (psi)	SN	Miembro izq. (log W18)	Miembro dere.	Diferencia
893551.63	-0.841	0.45	2.2	28000	1.88	5.95	5.95	0.00

Nota. Tabla para determinar el número estructural de la carpeta asfáltica. Elaborado por: Los autores.

Del análisis de los resultados se obtiene un Número Estructural correspondiente a la carpeta asfáltica $SN = 1.88$, valor que representa la contribución estructural que debe aportar esta capa para resistir el tránsito proyectado, considerando las condiciones de soporte proporcionadas por la base y los parámetros de diseño adoptados.

❖ Cálculo del número estructural para la Base.

En el cálculo del Número Estructural correspondiente a la base se utiliza el módulo resiliente de la subbase, debido a que esta capa constituye el soporte inmediato de la base granular y condiciona directamente la forma en que las cargas de tránsito se transmiten y distribuyen hacia la subrasante dentro de la estructura del pavimento.

Tabla 67

Número estructural para la Base.

W18	ZR	So	Δ PSI	MR (psi)	SN	Miembro izq. (log W18)	Miembro dere.	Diferencia
893551.63	-0.841	0.45	1.7	14900	2.38	5.95	5.95	0.00

Nota. Tabla para determinar el número estructural de la base. Elaborado por: Los autores.

Del análisis de los resultados se obtiene un Número Estructural correspondiente a la base SN = 2.38, valor que representa la contribución estructural requerida de esta capa para soportar el tránsito proyectado, considerando las condiciones de soporte proporcionadas por la subbase y los parámetros de diseño adoptados.

❖ Cálculo del número estructural para la Sub-Base.

En el cálculo del Número Estructural correspondiente a la subbase se utiliza el módulo resiliente de la subrasante, debido a que esta capa constituye el soporte inmediato de la subbase granular y condiciona directamente la forma en que las cargas de tránsito se transmiten y distribuyen hacia el suelo de fundación dentro de la estructura del pavimento.

Tabla 68

Número estructural para la Sub-Base.

W18	ZR	So	Δ PSI	MR (psi)	SN	Miembro izq. (log W18)	Miembro dere.	Diferencia
893551.63	-0.841	0.45	1.7	13613	2.46	5.95	5.95	0.00

Nota. Tabla para determinar el número estructural de la Subbase. Elaborado por: Los autores.

Del análisis de los resultados se obtiene un Número Estructural correspondiente a la subbase $SN = 2.46$, valor que representa la contribución estructural requerida de esta capa para soportar el tránsito proyectado, considerando las condiciones de soporte proporcionadas directamente por la subrasante y los parámetros de diseño adoptados.

7.9.12. Cálculo de los espesores para cada capa de la estructural del pavimento

Los espesores de cada capa en la estructura del pavimento flexible se determinan a partir del Número Estructural. Para este estudio se toman en cuenta los coeficientes estructurales (a_1 , a_2 y a_3) de a cada material, al igual que los coeficientes de drenaje (m_2 y m_3) que corresponden a las capas granulares, según la calidad de drenaje elegida para el proyecto.

En la Tabla 69 se presentan los espesores mínimos recomendados para las capas de concreto asfáltico y base granular, establecidos en función del nivel de tránsito de diseño, conforme a los lineamientos del método AASHTO 1993.

Tabla 69

Espesores mínimos para las capas del pavimento.

Número de ESAL's	Capas Asfálticas	Base Granular
Menos de 50000	3.0 cm	10 cm
50000 - 150000	5.0 cm	10 cm
150000 - 500000	6.5 cm	10 cm
500000 - 2000000	7.5 cm	15 cm
2000000 - 7000000	9.0 cm	15 cm
Más de 7000000	10.0 cm	15 cm

Nota. Se detalla los espesores mínimos para la carpeta asfáltica y la base granular. Fuente: AASHTO (1993).

De acuerdo con el valor de tránsito equivalente de diseño, se encuentra dentro del rango 500000 – 2000000. Por lo tanto, el espesor mínimo recomendado para la capa de concreto asfáltico es de 7,5 cm, mientras que el espesor mínimo de la base granular es de 15 cm.

❖ **Espesor carpeta asfáltica (D1)**

El espesor de la carpeta asfáltica (D1) se determina a partir del Número Estructural asignado a esta capa y del coeficiente estructural correspondiente al concreto asfáltico (a_1), conforme a los lineamientos del método AASHTO 1993.

$$a_1 = 0.34$$

$$SN_1 = 1.88$$

$$D_1 = \frac{SN_1}{a_1}$$

$$D_1 = \frac{1.88}{0.34}$$

$$D_1 = 5.53 \text{ in}$$

$$D_{1_{adoptado}} = 7.5 \text{ cm} = 2.95 \text{ in}$$

Se tomará el nuevo valor $D_{1_adoptado} = 2.95$ (in) para corregir el número estructural:

$$SN_{1_{corregido}} = a_1 * D_{1_{adoptado}}$$

$$SN_{1_{corregido}} = 0.34 * 2.95$$

$$SN_{1_{corregido}} = 1.007$$

Para el presente diseño, el espesor adoptado para la carpeta asfáltica cumple con los espesores mínimos recomendados por la AASHTO 1993, verificando que no sea inferior al límite normativo establecido para el nivel de tránsito considerado.

❖ **Espesor para la Base Granular (D2)**

El espesor de la base granular (D2) se determina en función del Número Estructural asignado a esta capa, del coeficiente estructural de la base (a_2) y del coeficiente de drenaje (m_2), de acuerdo con los criterios establecidos en el método AASHTO 1993.

$$a_2 = 0.13$$

$$m_2 = 1.1$$

$$SN2 = 2.38$$

$$D2 = \frac{SN2 - SN1_{corregido}}{a2 * m2}$$

$$D2 = \frac{2.38 - 1.007}{0.13 * 1.1}$$

$$D2 = 9.601 \text{ in}$$

$$D2_{adoptado} = 12 \text{ cm} = 4.72 \text{ in}$$

Se tomará el nuevo valor $D2_{adoptado} = 4.72$ (in) para corregir el número estructural:

$$SN2_{corregido} = a2 * m2 * D2_{adoptado}$$

$$SN2_{corregido} = 0.13 * 1.1 * 4.72$$

$$SN2_{corregido} = 0.677$$

El valor adoptado para D2 no cumple con el espesor mínimo recomendado por la AASHTO 1993, sin embargo, dicho espesor se adopta considerando criterios de optimización económica del proyecto, en concordancia con el bajo nivel de tránsito proyectado y las favorables condiciones de soporte del sistema estructural, sin comprometer el desempeño funcional del pavimento.

❖ **Espesor para la Sub-Base Granular (D3)**

El espesor de la subbase granular (Ds) se establece a partir del Número Estructural correspondiente a esta capa, del coeficiente estructural de la subbase (a3) y del coeficiente de drenaje (m3), conforme a los lineamientos del método AASHTO 1993.

$$a3 = 0.11$$

$$m3 = 1.05$$

$$SN3 = 2.46$$

$$D3 = \frac{SN3 - (SN1_{corregido} + SN2_{corregido})}{a3 * m3}$$

$$D3 = \frac{2.46 - (1.007 + 0.677)}{0.11 * 1.05}$$

$$D3 = 6.822 \text{ in}$$

$$D3_{\text{adoptado}} = 20 \text{ cm} = 7.87 \text{ in}$$

Se tomará el nuevo valor $D3_{\text{adoptado}} = 7.87 \text{ (in)}$ para corregir el número estructural:

$$SN3_{\text{corregido}} = a3 * m3 * D3_{\text{adoptado}}$$

$$SN3_{\text{corregido}} = 0.13 * 1.1 * 7.87$$

$$SN3_{\text{corregido}} = 0.896$$

El espesor adoptado para la subbase granular de 20 cm proporciona un aporte estructural adecuado para complementar la capacidad portante de la base granular y garantizar una correcta transmisión de las cargas provenientes de la carpeta asfáltica hacia la subrasante.

7.9.13. Verificación y resumen del diseño estructural del pavimento

La verificación del diseño estructural del pavimento flexible se realiza comprobando que la suma de los Números Estructurales corregidos aportados por cada una de las capas que conforman la estructura sea igual o superior al Número Estructural requerido, determinado mediante el método AASHTO 1993.

A continuación, la Tabla 70 presenta el espesor adoptado, los coeficientes estructurales y de drenaje correspondientes para el cálculo del número estructural de diseño.

Tabla 70

Número estructural de diseño.

CAPA	D (pulg)	ai	mi	SN
CA nueva	3.937	0.34	1.000	1.007
Base granular	9.843	0.130	1.1	0.677
Subbase granular	7.874	0.108	1.05	0.896
SN Diseño				2.58

Nota. Se detalla el cálculo del número estructural de diseño del pavimento. Elaborado por: Los Autores.

La suma de los aportes estructurales da como resultado un Número Estructural de diseño total de $SN = 2.58$.

Al comparar este valor con el Número Estructural requerido $SN = 2.46$, se verifica que:

$$SN \text{ diseño } (2.58) > SN \text{ requerido } (2.46)$$

Esta condición confirma que la estructura propuesta posee una capacidad estructural superior a la mínima exigida por el método AASHTO 1993, lo que garantiza que el pavimento podrá soportar adecuadamente el tránsito de diseño sin riesgo de fallas estructurales prematuras.

En la Figura 16 se muestra los espesores finales adoptados para la estructura del pavimento, definidos a partir del análisis del Número Estructural de diseño y de la verificación de los coeficientes estructurales de cada capa, conforme a la metodología AASHTO 1993. La estructura propuesta está conformada por una carpeta asfáltica nueva, una base granular y la subbase cuyos espesores se indican en centímetros.

Figura 18

Resultados de los espesores de las capas del pavimento.

ESPEORES DE PAVIMENTO (cm)		
C.A. NUEVA	7.5	39.5
BASE GRANULAR	12.0	
SUBASE GRANULAR	20.0	

Nota. Se observa el diseño estructural del pavimento flexible con sus espesores correspondientes. Elaborado por: Los Autores.

CAPÍTULO VIII

DRENAJE VIAL

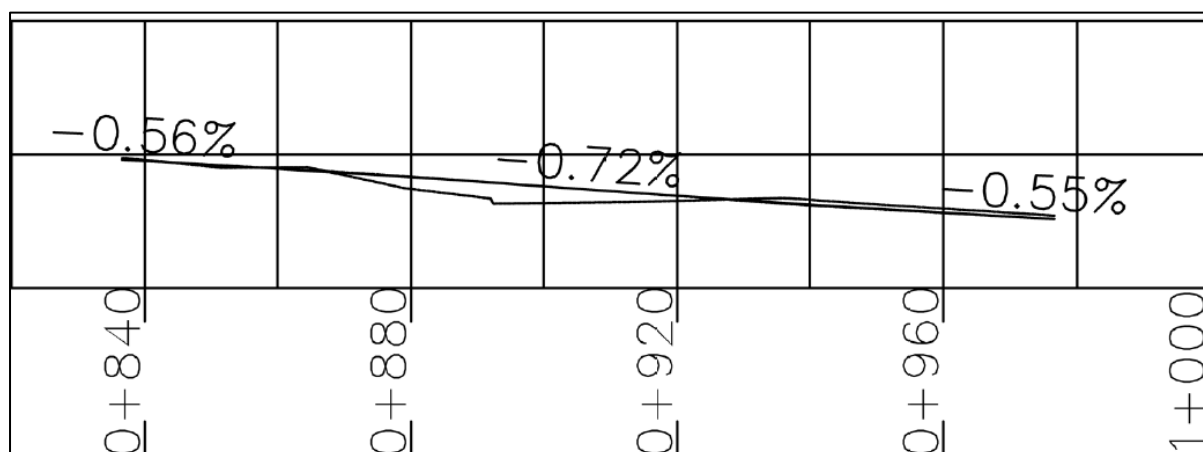
8.1. Drenaje superficial

El drenaje superficial de la vía se establece considerando las pendientes longitudinales del trazado, así como el bombeo transversal de la calzada y el peralte en las curvas. Estos parámetros geométricos permiten la evacuación eficiente de las aguas pluviales, evitando su estancamiento sobre la superficie de rodadura.

En la Figura 17 y 18 se detalla las pendientes longitudinales adoptadas para los tramos que no cuentan con drenaje.

Figura 19

Pendiente longitudinal abscisas 0+840 hasta 0+970.

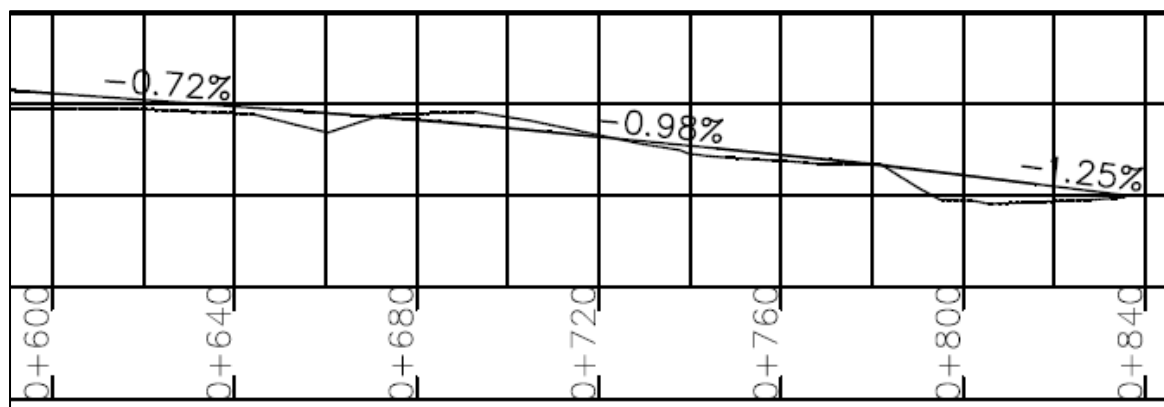


Nota. Se observa las pendientes del tramo sin drenaje superficial. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD Civil 3D.

El tramo analizado carece de un sistema de drenaje superficial adecuado. Si bien las pendientes longitudinales existentes son suaves y favorecen la circulación vehicular, su magnitud, cercana al 0.5 %, se encuentra en el límite mínimo recomendado por la normativa para asegurar un adecuado escurrimiento de las aguas pluviales hacia las cunetas o sumideros.

Figura 20

Pendiente longitudinal abscisas 0+600 hasta 0+840.



Nota. Se observa las pendientes del tramo sin drenaje superficial. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD Civil 3D.

El tramo analizado carece de un sistema de drenaje superficial adecuado. Las pendientes longitudinales existentes se encuentran dentro del margen comprendido entre 0.72 % y 1.25 %, valores que favorecen la circulación vehicular y permiten un escurrimiento natural de las aguas pluviales, la ausencia de infraestructura de drenaje superficial limita la correcta conducción de la esorrentía hacia cunetas o sumideros.

8.2. Estado actual del drenaje existente

Con base en las condiciones geométricas y climáticas del área de estudio, se propone el diseño e implementación de un sistema de drenaje superficial que garantice la adecuada captación, conducción y evacuación de las aguas pluviales. La propuesta contempla obras de drenaje longitudinal, tales como sumideros laterales y estructuras complementarias, con el fin de reducir los efectos negativos de la esorrentía superficial sobre la estructura vial, mejorar la durabilidad de la capa de rodadura y asegurar condiciones adecuadas de operación y seguridad vial, tal como se evidencia en las figuras que se presentan a continuación.

Figura 21

Estado actual de la vía en la abscisa 0+840.



Nota. Fotografía del estado sin drenaje de la vía. Elaborado por: Los Autores.

La vía presenta la necesidad de drenaje y las acciones de mantenimiento preventivo. Si bien el trazado geométrico cumple parcialmente con los parámetros normativos establecidos, la ausencia o deficiencia de un sistema de drenaje superficial adecuado impide la correcta evacuación de las aguas pluviales.

Figura 22

Estado actual de la vía en la abscisa 0+630.



Nota. Fotografía del estado sin drenaje de la vía. Elaborado por: Los Autores.

La falta de mantenimiento del drenaje ha generado problemas propios de la escorrentía superficial entre estos se pueden mencionar erosión de la capa de rodadura, pérdida del material pétreo de la vía y formación de baches.

8.3. Selección de obra hidráulica

Dado que en algunos tramos de la vía carece actualmente de infraestructura de drenaje, es necesario establecer una serie de etapas que permitan el diseño adecuado de las obras hidráulicas. Estas etapas comprenden en:

- ❖ La identificación de los puntos donde se concentra el flujo y sus direcciones de escurrimiento.
- ❖ La delimitación de las áreas que aportan escorrentía superficial.
- ❖ La definición de los períodos de retorno.
- ❖ El cálculo de los caudales de diseño.
- ❖ Dimensionamiento de las obras hidráulicas requeridas, tales como alcantarillas y sumideros.

El proceso de diseño se apoya en la información obtenida durante el desarrollo del presente proyecto, la cual incluye:

- ❖ El levantamiento topográfico de la vía y de sus fajas laterales
- ❖ El análisis de la geometría vial, con énfasis en las pendientes longitudinales y transversales.

8.3.1. *Parámetros de evaluación*

Para la selección y el dimensionamiento de las obras de drenaje vial se consideran criterios técnicos que permiten verificar su adecuado funcionamiento hidráulico, garantizar la seguridad de la infraestructura y asegurar su adaptación a las condiciones propias del proyecto.

Los principales parámetros de evaluación considerados en el presente proyecto son los siguientes:

El terreno y sus condiciones topográficas, tales como las pendientes longitudinales y transversales, así como la concentración de la escorrentía superficial.

Las características de las cuencas hidrográficas de aportación, tales como el área de drenaje, el tiempo de concentración, y el período de retorno utilizado para el diseño hidráulico.

La intensidad máxima de precipitación, determinada a partir de los datos de la estación pluviográfica más cercana al proyecto y de acuerdo con las formulaciones definidas por el INAMHI.

El tipo de vegetación y la pendiente del terreno son factores claves para calcular el coeficiente de escorrentía y el comportamiento del flujo superficial.

8.4. Diseño de la obra hidráulica correspondiente

8.4.1. *Parámetros de diseño*

❖ Tiempo de retorno

El tiempo de retorno es clave para el diseño de obras hidráulicas, ya que asegura la confiabilidad y seguridad durante la vida útil de la estructura. Se define como el número de años en los que puede ocurrir un evento de igual o mayor intensidad, convirtiéndose en un criterio indispensable para la planificación y dimensionamiento de proyectos hidráulicos (INAMHI, 2019).

Obteniendo un diseño que responde a las necesidades del proyecto, garantizando un balance adecuado entre costo y seguridad. Para el presente caso, se ha establecido un tiempo de retorno de 25 años, considerando las condiciones particulares, la tipología de la obra y el nivel de importancia asignado.

❖ **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración se considera como un parámetro de diseño para el análisis hidráulico de las cuencas aportantes. De acuerdo con la normativa vigente, se adopta un tiempo de concentración de 10 minutos, correspondiente al valor mínimo permitido, con el propósito de mantener criterios de seguridad y consistencia en el diseño de las obras de drenaje vial.

Para la determinación del tiempo de concentración se emplea la ecuación de Kirpich, aplicada conforme a las condiciones geométricas y de pendiente del área de estudio, cuya expresión se presenta a continuación.

$$T_c = 0.000323 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Donde:

T_c es el tiempo de concentración

L es la longitud de la cuenca hidrográfica (m)

S es la pendiente de la cuenca hidrográfica (m/m)

❖ **Estudio hidrológico**

El objetivo principal del estudio hidrológico es determinar las precipitaciones y escorrentías en el área de emplazamiento del proyecto vial. Con la información obtenida permitirá calcular los caudales de diseño y garantizar la correcta planificación del sistema de drenaje.

Para el cálculo de caudales se define el área de influencia, lo que posibilitará posteriormente la delimitación de las cuencas hidrológicas correspondientes. Este procedimiento constituye un paso esencial para asegurar la validez técnica del análisis y la coherencia con los lineamientos establecidos en la literatura especializada (INAMHI, 2019).

❖ Estaciones meteorológicas

A partir de los registros obtenidos en estaciones meteorológicas, se determina las intensidades máximas de precipitación.

Entre las 72 estaciones pluviográficas distribuidas en el territorio nacional. La densidad y distribución de estas estaciones permiten caracterizar de manera adecuada los patrones de precipitación, garantizando que los resultados reflejen las condiciones hidrológicas locales.

Considerando la estación más cercana al área de emplazamiento del proyecto vial, se trabajará con la estación pluviográfica Izobamba (M0003).

A partir de esta estación se obtiene los datos correspondientes a las intensidades de precipitación, los cuales se presentan de manera detallada en la Tabla 64.

Tabla 71

Datos estación pluviográfica Izobamba.

Código	Nombre	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m)	Serie de datos	N años	INSTITUCIÓN
M0003	IZOBAMBA	7727701.78	9959439.98	3058	1962- 2010	45	INAMHI

Nota. Se detalla las características y ubicación de la Estación más cercana del proyecto. Fuente: INAMHI (2019).

❖ Intensidad máxima de precipitación

Para el diseño de obras de drenaje la intensidad máxima de precipitación se interpreta como la mayor cantidad de lluvia que puede registrarse sobre una superficie en un intervalo de tiempo específico, expresándolo en mm/h.

Para este proyecto se ha seleccionado la estación meteorológica más cercana al trazado vial la cual es M0003 y, con la información proporcionada por el INAMHI, se aplican las ecuaciones pertinentes para el cálculo requerido. Estas expresiones incorporan como variables

el tiempo de concentración y el periodo de retorno, lo que permite determinar la intensidad de precipitación esperada para el área de estudio.

El INAMHI proporciona las ecuaciones respectivas según la estación seleccionada, las cuales se presentan en la Tabla 72 que resume los valores aplicables al proyecto.

Tabla 72

Ecuaciones para el cálculo de intensidades de IZOBAMBA.

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE	(minutos)			
M0003	IZOBAMBA	5<30	$i=164.212 * T^{0,1650} * t^{-0,4326}$	0.9825	0.9652
		30<120	$i=371.072 * T^{0,1575} * t^{-0,6771}$	0.9947	0.9895
		120<1440	$i=929.503 * T^{0,1614} * t^{-0,8773}$	0.999	0.9981

Nota. Se observa la ecuación de intensidad de la Estación pluviográfica Izobamba. Fuente: INAMHI (2019).

$$i = 164,212 * T^{0,1650} * t^{-0,4326}$$

Donde:

I es la intensidad de precipitación [mm/h].

T es el periodo de retorno [años].

t es el tiempo de concentración [min].

En función de la ecuación adoptada y considerando el reemplazo de los parámetros previamente determinados, se obtiene una intensidad máxima de precipitación de $i=103.15$ (mm/h). Este valor constituye el insumo fundamental para el cálculo del caudal de diseño.

❖ Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía está determinado por las características de la superficie sobre la cual se produce el escurrimiento superficial. Este parámetro constituye un insumo esencial para la estimación del caudal de diseño en obras de drenaje.

La Tabla 74 presenta los coeficientes de escorrentía aplicables a carreteras, en función del tipo de superficie de la vía y del período de retorno considerado, para zonas urbanas, conforme a los criterios establecidos en el libro Hidrología Aplicada de Ven Te Chow.

Tabla 73

Coeficiente de escorrentía según el tipo de superficie de vía.

TIPOS DE SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS					
	2	5	10	25	50	100
ZONAS URBANAS						
ASFALTO	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95
CEMENTO, TEJADOS	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97

Nota. Coeficientes de escorrentía que dependen del tipo de material de la vía. Fuente: CHOW (1988).

De acuerdo con la Tabla correspondiente, el coeficiente de escorrentía adoptado para el presente proyecto $C=0.86$ para vías con carpeta asfáltica.

❖ Caudal de diseño

El cálculo del caudal de diseño constituye un aspecto crítico en la planificación de obras de drenaje vial, dado que de este parámetro depende su adecuado funcionamiento durante la fase operativa, evitando inconvenientes posteriores a la construcción. En consecuencia, resulta indispensable efectuar un análisis detallado de las características hidrológicas y topográficas de las cuencas aportantes al proyecto, a fin de garantizar la confiabilidad del diseño hidráulico, y se presenta en la siguiente ecuación:

Para la estimación del caudal de diseño correspondiente al drenaje superficial se adopta el método racional, el cual permite relacionar las características de la cuenca de aporte con la intensidad de la precipitación.

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q corresponde al caudal de diseño, expresado en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

C es el coeficiente de escorrentía, que depende de las características del terreno.

I representa la intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).

A es el área de drenaje, expresada en hectáreas (Ha).

En el presente proyecto, considerando el área del tramo que no dispone de un sistema de drenaje superficial, se realiza el cálculo del caudal de escorrentía mediante la aplicación del método racional. Para ello, se emplean el coeficiente de escorrentía correspondiente al tipo de superficie analizada, la intensidad de precipitación de diseño y el área de aporte. El caudal de escorrentía se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{0.86 * 103.15 * 0.0539}{360}$$

$$Q = 0.013 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de diseño calculado, equivalente a $0.013 \text{ m}^3/\text{s}$, representa el volumen máximo de escorrentía generado en el área analizada para el evento de lluvia considerado. Si bien el valor del caudal es relativamente bajo, su conducción resulta determinante en un tramo que carece de infraestructura de drenaje superficial.

8.4.2. Dimensiones

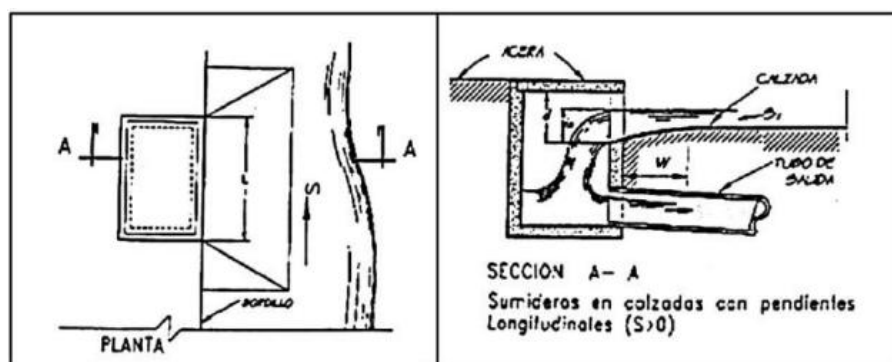
Para el diseño de los sumideros para calzadas con pendiente longitudinal ($S > 0$), se ha optado por aplicar la normativa española FOM/1382/2002, Norma 5.2-IC Drenaje superficial, debido a que esta establece criterios técnicos claros en cuanto a dimensiones, materiales y espaciamiento, garantizando tanto la eficiencia hidráulica como la seguridad vial.

A partir de la abscisa 0+630 hasta la abscisa 0+836, se encuentra actualmente sin sumideros, se instalarán estructuras normalizadas conforme a dicha normativa.

Las especificaciones consideradas incluyen: ancho de rejilla entre 0.60 m y 0.80 m, longitud de rejilla entre 0.60 m y 1.00 m, profundidad de caja entre 0.60 m y 1.00 m, diámetro del tubo de salida entre 0.20 m y 0.30 m; y rejillas fabricadas en hierro fundido.

Figura 23

Esquema sumidero.



Nota. Se observa el diagrama de sumideros. Fuente: EMAAP-Q (2015).

Se observa el esquema de disposición de los sumideros adoptado en el presente proyecto para el tramo que no cuenta con un sistema de drenaje superficial existente, el cual se diseña en función del caudal de escorrentía obtenido anteriormente.

8.4.3. Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras fundamentales en cualquier proyecto, tanto urbano como rural, porque permiten que el agua cruce de manera segura bajo las vías, esto controla el drenaje transversal, evitando acumulaciones que puedan dañar la infraestructura o afectar la circulación.

Para este proyecto las alcantarillas están dispuestas de la abscisa 0+000 hasta la abscisa 2+220 siguiendo la normativa técnica de la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito (EMAAP-Q), la cual establece una instalación aproximada cada 50 metros para facilitar las labores de limpieza y mantenimiento.

CAPÍTULO IX

SEÑALIZACIÓN

9.1. Señalización vertical

La señalización vertical corresponde a elementos colocados en posición vertical a lo largo de la vía, las cuales utilizan símbolos y mensajes para informar o advertir sobre las condiciones de la vía y el tráfico. Estas señales deben cumplir criterios técnicos de diseño, visibilidad y durabilidad, garantizando la seguridad vial.

9.1.1. Clasificación de las señales verticales

La normativa INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización) RTE INEN 004-1:2011, establece la clasificación, códigos y principales características, en la siguiente tabla:

Tabla 74

Clasificación de las señales verticales.

Señales	Código	Característica
Regulatorias	R	Regulan el movimiento de tránsito e indica cuando se aplica un requerimiento legal.
Preventivas	P	Advierten a los usuarios de las vías, sobre condiciones inesperadas o peligrosas en la vía o sectores adyacentes a la misma.
Información	I	Informan a los usuarios de la vía de las direcciones, distancias, destinos, rutas, ubicación de servicios y puntos de interés turístico.
Especiales delineadoras	D	Delinean al tránsito que se aproxima a un lugar con cambio brusco de la vía, o la presencia de una obstrucción en la misma.
Trabajos en la vía y propósitos especiales	T	Advierten, informan y guían a los usuarios viales a transitar con seguridad sitios de trabajos en las vías y aceras además para alertar sobre otras condiciones temporales y peligrosas.
Escolares	E	Advierten e informan a los usuarios de las vías de la aproximación a un centro educativo y las prioridades en el uso de las mismas.
Riesgo	SR	Informar y orientar a la población a través de señalización con amenazas por fenómenos de origen o socio naturales sobre las zonas de amenazas, zonas de prohibido el paso, zonas de seguridad, albergues y refugios.

Nota. Resumen descriptivo de la clasificación de la señalización vertical. Fuente: RTE INEN 004-1 (2011).

9.1.2. Características de las señales verticales

La señalización vertical presenta un diseño uniforme con el fin de facilitar la identificación y comprensión por parte de los usuarios de la vía. Por lo que esta uniformidad se logra mediante la estandarización de formas, colores y mensajes, que garantizan su visibilidad en la vía.

Tabla 75

Características de las señales verticales: Forma.

Forma	Descripción
	El octógono se usa exclusivamente para la señal de PARE.
	El triángulo equilátero con un vértice hacia abajo se usa exclusivamente para la señal de CEDA EL PASO.
	El rectángulo con el eje mayor vertical se usa generalmente para señales regulatorias.
	El círculo se usa para señales en los cruces de ferrocarril.
	El rombo se usa para señales preventivas y trabajos en la vía con pictogramas.
	La cruz diagonal amarilla se reserva exclusivamente para indicar la ubicación de un cruce de ferrocarril a nivel.
	El rectángulo con el eje mayor horizontal se usa para señales de información y guía; señales para obras en las vías y propósitos especiales.
	Escudo se usa para señalar las rutas.
	El pentágono se usa para señales en zona escolar.

Nota. Se presenta las diferentes formas para la señalización vertical. Fuente: RTE INEN 004-1 (2011).

Tabla 76*Características de las señales verticales: Color.*

Color	Descripción
ROJO	Se usa como color de fondo en las señales de PARE, en señales con movimientos de flujo prohibidos y reducción de velocidad; en paletas y banderas de PARE, en señales de peligro y entrada a un cruce de ferrocarril; como un color de leyenda en señales de prohibición de estacionamiento; como un color de borde en señales de CEDA EL PASO, triangulo preventivo y PROHIBIDO EL PASO en caso de riesgos; como un color alternativo de fondo para banderolas de CRUCE DE NIÑOS.
NEGRO	Se usa como color de símbolos, leyenda y flechas para las señales que tienen fondo blanco, amarillo, verde limón y naranja, en marcas de peligro, además se utiliza para leyenda y fondo en señales de direccionamiento de vías.
BLANCO	Se usa como color de fondo para la mayoría de las señales regulatorias, delineadores de rutas, nomenclatura de calles y señales informativas; y, en las señales que tienen fondo verde, azul, negro, rojo o café, como un color de leyendas, símbolos como flechas y orlas.
AMARILLO	Se usa como color de fondo para señales preventivas, señales complementarias de velocidad, distancias y leyendas, señales de riesgo, además en señales especiales delineadoras.
NARANJA	Se usa como color de fondo para señales de trabajos temporales en las vías y para banderolas en CRUCES DE NIÑOS.
VERDE	Se usa como color de fondo para las señales informativas de destino, peajes control de pesos y riesgo; también se utiliza como color de leyenda, símbolo y flechas para señales de estacionamientos no tarifados con o sin límite de tiempo.
AZUL	Se usa como color de fondo para las señales informativas de servicio; también, como color de leyenda y orla en señales direccionales de las mismas, y en señales de estacionamiento en zonas tarifadas.
CAFÉ	Se usa como color de fondo para señales informativas turísticas y ambientales.
VERDE LIMÓN	Se usará para las señales que indican una zona escolar.

Nota. Se presenta los diferentes colores para la señalización vertical. Fuente: RTE INEN 004-1 (2011).

9.2. Señalización horizontal

La señalización horizontal está constituida por marcas aplicadas sobre la superficie de la calzada, tales como líneas, símbolos, flechas y leyendas generalmente de color blanco o amarillo, cuyo objetivo es regular y canalizar el tránsito.

9.2.1. Clasificación de las señales horizontales

La normativa INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización) RTE INEN 004-:2011, establece la clasificación de las señales horizontales según su forma:

Tabla 77

Clasificación de las señales horizontales.

Señales	Característica
Líneas longitudinales	Se emplean para determinar carriles y calzadas; para indicar zonas con o sin prohibición de adelantar; zonas con prohibición de estacionar; y, para carriles de uso exclusivo de determinados tipos de vehículos.
Líneas de separación de flujos opuestos	Se utilizan en calzadas bidireccionales para indicar donde se separan los flujos de circulación opuestos.
Líneas de separación de carriles	Estas líneas separan flujos de tránsito en la misma dirección, y son de color blanco, indicando la senda que deben seguir los vehículos.
Líneas de continuidad	Se usan para indicar el borde de la porción de vía asignada al tráfico que circula recto y donde la línea segmentada puede ser cruzada por tráfico que vira en una intersección o que ingresa o sale de un carril auxiliar.
Líneas de transversales	Se utilizan en cruces para indicar el lugar antes del cual los vehículos deben detenerse, ceder el paso o disminuir su velocidad según el caso; y para señalar sendas destinadas al cruce de peatones o de bicicletas.
Símbolos y leyendas	Se emplean tanto para guiar y advertir al usuario como para regular la circulación. Se incluye en este tipo de señalización, FLECHAS, TRIANGULOS CEDA EL PASO y leyendas tales como PARE, BUS, CARRIL EXCLUSIVO, SOLO TROLE, TAXIS, PARADA BUS, entre otros.
Otras señalizaciones	Estas demarcaciones se aplican en casos especiales, según su uso y tipo se define su forma, color y ubicación.

Nota. Se presenta las diferentes formas para la señalización horizontal. Fuente: RTE INEN 004-2 (2011).

9.2.2. Características de las señales horizontales

Las señales deben cumplir con especificaciones técnicas de color, ancho y reflectividad, garantizando una adecuada visibilidad en diferentes condiciones climáticas y de iluminación. Los materiales empleados deben presentar resistencia al desgaste generado por el tránsito vehicular, asegurando su durabilidad y funcionalidad durante la vida útil del proyecto.

Tabla 78

Características de las señales horizontales.

Característica	Descripción
Mensaje	La señalización horizontal entregara su menaje a través de líneas, símbolos y leyendas colocados sobre la superficie de la vía.
Ubicación	Debe ser tal que garantice al usuario que viaja la velocidad máxima que permite la vía, ver y comprender su mensaje con suficiente tiempo para reaccionar y ejecutar la manera adecuada.
Dimensión	Dependen de la velocidad máxima de la vía en que se ubican.
Retroreflexión	Deben ser visibles en cualquier periodo del día y bajo toda condición climática, por ello se construirá con materiales apropiados como microesferas de vidrio y deben someterse a procedimientos que aseguren su retroreflexión.
Color	En general son blancas y amarillas. Estos colores deben ser uniformes a lo largo de la señalización.
Contraste	Para la adecuada visibilidad diurna de una señalización se requiere que esta se destaque de la superficie de la vía, por ello se define una relación de contraste mínimo entre la señalización y el pavimento.
Resistencia al deslizamiento	Debe presentar una resistencia al deslizamiento suficiente para que los vehículos circulen sobre ella sin riesgo.

Nota. Resumen descriptivo de las características de la señalización horizontal. Fuente: RTE INEN 004-2 (2011).

CONCLUSIONES

Mediante el levantamiento topográfico realizado con la estación total, se determinó que el tramo vial presenta condiciones críticas de drenaje en sectores específicos debido a sus bajas pendientes. Se identificó un tramo vulnerable sin sistema de drenaje que se extiende desde la abscisa 0+840 hasta la 0+970, donde se registraron pendientes longitudinales del -0.56% y -0.72% respectivamente. Asimismo, en la abscisa 0+600 se observó una pendiente de -0.72%, lo que confirma que el diseño geométrico actual requiere una intervención técnica para garantizar la evacuación de aguas pluviales, dado que estas pendientes mínimas dificultan el flujo natural por gravedad.

A través del estudio de tráfico, se determinó un Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) de diseño de 1556 vehículos/día, lo que permite clasificar técnicamente a la vía como una Carretera Colectora Tipo II-Ondulada, de acuerdo con la normativa vigente de diseño geométrico. Basándose en la caracterización de la flota vehicular y su proyección, se calculó una carga acumulada de 893,551.627 ejes equivalentes (ESALs) para un periodo de diseño de 15 años. Este valor representa el nivel de sollicitación estructural que deberá soportar el paquete estructural del pavimento, garantizando su vida útil frente a las cargas de tránsito previstas.

Mediante los ensayos de caracterización realizados en laboratorio, se determinó que el suelo de fundación posee un CBR (California Bearing Ratio) del 22%. Este valor clasifica a la subrasante como regular a buena, superando ampliamente los requerimientos mínimos para el diseño de un pavimento flexible. Gracias a esta elevada capacidad de soporte y estabilidad mecánica, el terreno ofrece condiciones óptimas para la transmisión de cargas vehiculares, permitiendo una optimización en los espesores de las capas granulares (base y sub-base) que conformarán la estructura del pavimento flexible.

El diseño geométrico se proyectó para una velocidad de diseño de 90 km/h, evidenciando una sección transversal altamente heterogénea a lo largo del trazado. Entre las abscisas 0+000 y 0+377, así como de la 0+837 a la 0+976, se establecieron dos carriles de 3.50 metros cada uno. Sin embargo, el proyecto presenta discontinuidades críticas: tramos con carriles únicos de 7 metros, zonas con ausencia de carril definido donde se optó por estandarizar la sección a 7 metros para dar continuidad, y sectores como el comprendido entre la abscisa 1+256 y 1+582 con secciones mixtas que comprometen la fluidez del tráfico.

Particularmente, el análisis de trazado horizontal revela que, de las 8 curvas diseñadas, únicamente las curvas 4 y 5 cumplen con el radio mínimo de 275 metros exigido por el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador para la velocidad de 90 km/h. Esta condición, sumada a la interrupción del trayecto continuo en la abscisa 0+996 debido al cambio de sentido de flujo (Norte-Sur), determina que la vía presenta restricciones de seguridad vial.

RECOMENDACIONES

Optimización del Sistema de Drenaje Longitudinal: Debido a que el levantamiento topográfico identificó pendientes longitudinales críticas (inferiores al 0.50% de diseño recomendado) entre las abscisas 0+840 y 0+970, se recomienda colocar sumideros. Esta solución técnica permitirá asegurar un gradiente hidráulico suficiente para la evacuación de aguas pluviales hacia las obras de descarga, evitando la saturación de la subrasante y la degradación prematura de la estructura del pavimento en zonas de topografía plana.

Ante el incumplimiento del radio mínimo normativo ($R_{min} = 275$ m) en el 75 % de las curvas horizontales (6 de 8 curvas), y considerando que la geometría existente no puede ser modificada por restricciones técnicas, topográficas y prediales, se establecen medidas complementarias de seguridad vial para mitigar los efectos asociados a la circulación a una velocidad de diseño de 90 km/h. En estos tramos se contempla la reducción de la velocidad de operación mediante señalización vertical restrictiva y preventiva, con el fin de compensar la acción de la fuerza centrífuga. Estas medidas permiten mejorar la estabilidad de los vehículos, reducir el riesgo de deslizamiento y garantizar condiciones aceptables de seguridad para los usuarios de la vía, aun cuando los radios geométricos existentes sean inferiores a los valores recomendados por la normativa vigente.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguirre, V., & Yépez, S. (2019). *Manual de laboratorio para los ensayos de propiedades físicas y mecánicas de los suelos* [Trabajo de Titulación, Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador]. Quito: Repositorio Institucional UPS. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17839/1/UPS-ST004365.pdf>
- Arcentales, C., & Rivera, J. (2017). *Estudios y diseños de prefactibilidad del nuevo acceso hacia el puerto pesquero del cantón balao, considerando la reubicación de las nuevas instalaciones portuarias* [Proyecto de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral]. Guayaquil: Repositorio Institucional ESPOL. Obtenido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/43532/1/D-CD70257.pdf>
- Barrera Peralta, J. L., & Lupercio Méndez, M. I. (2024). *Diseño geométrico y estructural de pavimento de la vía San Cristóbal – Malima, cantón Paute, provincia del Azuay* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]. Cuenca: Repositorio Institucional UPS. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/26963/1/UPS-CT011173.pdf>
- Bavaresco, C. (2023). *Metodología de la investigación científica aplicada a proyectos de ingeniería civil*. Universidad Rafael Belloso Chacín. Obtenido de <https://virtual.urbe.edu/tesispub/0109604/cap03.pdf>
- Bedoya Vera, J. A. (2023). *Análisis comparativo estructural para diseño de pavimentos rígidos utilizando metodologías AASHTO 93 y PCA* [Tesis de grado, Universidad Estatal Península de Santa Elena]. Santa Elena: Universidad Estatal Península de Santa Elena. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/items/888bf376-8afe-4812-923a-f010a174efb0>
- Botía, W. (2015). *Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo* [Trabajo de Grado, Universidad Militar Nueva Granada]. Bogotá: Repositorio Institucional Universidad Militar Nueva Granada. Obtenido de <https://repository.umng.edu.co/server/api/core/bitstreams/433c4e77-8e73-440d-911f-ef67f23ec10c/content>
- Cardenas Grisales, J. (2013). *Diseño Geométrico de Carreteras* (Segunda ed.). Bogotá: Ecoe Ediciones.
- Gámez, W. (2015). *Texto básico autoformativo de topografía general*. Managua: Repositorio Institucional UNA. Obtenido de <https://repositorio.una.edu.ni/3179/1/NP31G192t.pdf>

- García Mosquera, G. A. (2016). *Vivienda popular progresiva, parroquia urbana La Argelia, Quito* [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. Quito: Repositorio Institucional PUCE. Obtenido de <https://repositorio.puce.edu.ec/handle/123456789/12533>
- INVIAS. (2015). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito*.
- MOP. (2003). *Normas de Diseño Geométrico*.
- Ramón Muñoz, G. B., & Suquinagua Saca, L. F. (2023). *Análisis y solución al congestionamiento vehicular producido en la intersección Av. 24 de Mayo y Max Uhle de la ciudad de Cuenca* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]. Cuenca: Repositorio Institucional UPS. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/25708/1/UPS-CT010771.pdf>
- Tirado Tulcan, G. G. (2021). *Evaluación del estado de las vías urbanas de la ciudad de Latacunga* [Tesis de grado, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio Institucional UTA. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/items/61b3b588-e810-442e-b604-5f7aee6855b8>
- Vázquez Pérez, J. P. (2024). *Enfoque cuantitativo y sus diseños: descripciones, aplicaciones y procesos* [Tesis de grado, Universidad de Puerto Rico]. Puerto Rico: Universidad de Puerto Rico. Obtenido de <https://cea.uprrp.edu/wp-content/uploads/2024/03/Enfoque-cuantitativo-y-sus-disenos-descripciones-aplicaciones-y-procesos.pdf>
- Wolf, P. R., & Ghilani, C. D. (2016). *Topografía* (Decimocuarta ed.). México: Alfaomega Grupo Editor.

ANEXOS